



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**LUCAS GROFF CAMPOS**

**VARIAÇÃO SAZONAL DO FATOR DE SEGURANÇA  
GLOBAL DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE DE SOLO  
RESIDUAL DE DIABÁSIO**

**Florianópolis  
2015**



Lucas Groff Campos

**VARIAÇÃO SAZONAL DO FATOR DE SEGURANÇA  
GLOBAL DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE DE SOLO  
RESIDUAL DE DIABÁSIO**

Trabalho de conclusão de curso  
submetido ao Departamento de  
Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Santa  
Catarina para a obtenção do  
Grau em Engenharia Civil.  
Orientador: Orlando Martini de  
Oliveira. Dr.

Florianópolis  
2015

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Campos, Lucas Groff

Variação Sazonal do Fator de Segurança Global da Estabilidade de Um Talude de Solo Residual de Diabásio / Lucas Groff Campos; orientador, Orlando Martini de Oliveira - Florianópolis, SC, 2015.

139 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências


1. Engenharia Civil. 2. Estabilidade de taludes. 3. Solos não saturados. 4. Sucção matricial. I. Oliveira, Orlando Martini de. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Lucas Groff Campos

**VARIAÇÃO SAZONAL DO FATOR DE SEGURANÇA  
GLOBAL DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE DE SOLO  
RESIDUAL DE DIABÁSIO**


Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para obtenção do título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil

Florianópolis, 03 de dezembro de 2015.



Prof. Luis Alberto Gomez, Dr.  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**



Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Murilo da Silva Espindola  
Universidade Federal de Santa Catarina



Dedicado aos meus pais Ricardo e  
Tania, e a minha tia Alcione.





## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais Ricardo e Tania, aos meus irmãos, Murilo e Rafael, à minha tia Alcione e a toda minha família pelo apoio e carinho.

Ao meu orientador, professor Orlando de Oliveira, por todos ensinamentos, oportunidades e orientação.

Aos professores Marciano Maccarini, Rafael Higashi, Murilo Espíndola e Rodrigo Hummes por todo o conhecimento passado, pelos incentivos e experiências compartilhadas.

Às engenheiras Ângela Grando e Gisele Reginatto, por toda a ajuda e apoio dados sempre que precisei.

Aos colegas do Laboratório de Mecânica dos Solos, em especial à Aline Steffens, Rodrigo do Amaral, Pedro Almeida, Luis Guesser, Anderson Rosniecck, Rodolfo Contessi, Myrian Sakamoto, e Rodrigo de Abreu pela amizade e companheirismo.

Aos mestrandos Narayana Saniele e Gabriel Bellina, pela ajuda com os ensaios laboratoriais e em campo.

À EPAGRI pelo fornecimento de dados necessários para a realização do trabalho.

Ao engenheiro Richard Healy, e a *U. S. Geological Suvey* pelo fornecimento e auxílio com o *software* VS2DHI.



“Eu acredito que o segredo da felicidade é  
aprender a apreciar o momento”

-Calvin



## RESUMO

Desastres naturais relacionados a deslizamentos de encostas vêm ocorrendo com cada vez mais frequência. A abordagem comumente adotada para tratar da estabilidade de um talude utiliza parâmetros relacionados a solos saturados. Esta é uma abordagem conservadora, visto que o solo estar completamente saturado é o pior caso possível. No entanto, considerar parâmetros de solos não saturados em análises de estabilidade pode gerar simulações mais fiéis à realidade. Isso se dá pelo fato de que muitas vezes o solo não se encontra completamente saturado, sendo possível até que o nível de água se encontre abaixo da superfície crítica de ruptura. Este trabalho propõe a análise da variação da estabilidade de um talude no bairro do Itacorubi, Florianópolis, em função da saturação do solo. Foi utilizado um método de cálculo que utiliza parâmetros de resistência do solo em função de sua sucção matricial, quando não saturado. Foram determinados, por meio de simulação computacional, perfis de sucção matricial do solo para cada dia, entre os períodos de 13/04/2015 e 31/07/2015. O perfil de sucção variou de acordo com a incidência de chuvas na região. Em posse destes dados foi simulado a estabilidade global diária do talude. Para a realização destas análises foram realizados ensaios do papel filtro, para a determinação da curva de retenção, de cisalhamento direto com corpos de prova inundados e não inundados, para a determinação da envoltória de resistência, além de outros ensaios necessários para as simulações. Os resultados destes ensaios são apresentados neste trabalho, e como resultado final, foi apresentado um gráfico comparando a variação diária da estabilidade com o nível de chuvas na região.

**Palavras-chave:** Estabilidade de taludes. Solos não saturados. Sucção matricial.



## **ABSTRACT**

Natural disasters related to landsliding are occurring increasingly more often. Slope stability problems are usually solved using parameters related to saturated soils. This is considered a conservative approach, once the worst case scenario is the complete saturation of the slope. However, it may be more realistic to consider unsaturated parameters of the soil. Quite often the soil does not get completely saturated. And, in some cases, the critical surface failure may be above the water table. In this monograph it was analyzed the variation of the factor of safety of a slope according with its degree of saturation. The slope studied is located in the city of Florianópolis. It was used a calculation method that considers the matric suction of the soil in its shear strength. It was used a computer simulation to determine the matric suction profile of the soil. The profiles were determined for each day of the analysis period, between 13/04/15 and 31/07/15. The matric suction varied according to the rainfall in the area. With the suction data, the global slope stability was calculated. For these analysis, it was necessary to draw the soil-water characteristic curve of the soil. Therefore, it was performed tests using the filter paper technique. It was also necessary to draw the strength envelope of the soil. For this, direct shear tests were performed, for saturated and unsaturated soil samples. The results of these tests are presented in this paper. And, as the final result, it is presented a graph comparing the variation of the global stability factor of safety of the slope with time, with the variation of rainfall.

**Keywords:** Slope stability. Unsaturated soils. Matric suction.





## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tensão na superfície e o interior de uma amostra de água.....	36
Figura 2: Tensão superficial da água.....	37
Figura 3: Tensão superficial da água em uma membrana bidimensional .....	37
Figura 4: Tensões atuantes num menisco em um tubo, e distribuição vertical da pressão da água pelo tubo. 38	
Figura 5 Curva de retenção (Sucção x Umidade Gravimétrica) demonstrando o valor de entrada de ar e a umidade residual .....	41
Figura 6: Envoltória tridimensional de resistência.....	49
Figura 7: Envoltória não linear no plano de tensão cisalhante versus sucção matricial .....	51
Figura 8: Esforços na fatia .....	55
Figura 9: Corte do talude mostrando as fatias e braços de alavanca dos esforços.....	56
Figura 10: Esforços agindo em uma fatia em uma superfície de ruptura.....	58
Figura 11: Componentes de um tensômetro de campo .	66
Figura 12: Instalação de um tensiômetro de campo.....	66
Figura 19: Ensaio de permeabilidade a carga constante	69
Figura 20: Ensaio de permeabilidade a carga variável ..	71
Figura 21: Curvas de calibração determinadas para o papel filtro do tipo Whatman 42 .....	74
Figura 22: Componentes de um equipamento utilizado para ensaios de cisalhamento direto.....	75
Figura 23: Envoltória bidimensional de Mohr-Coulomb	76
Figura 24: Localização do local de estudo.....	79
Figura 25: Foto da face do talude.....	80
Figura 26: Mapa geológico da Ilha de Santa Catarina sobreposto à área de estudo .....	81
Figura 27: Dimensões do corte do talude .....	81
Figura 28: fluxograma do método utilizado .....	84
Figura 29: Parâmetros do solo residual de diabásio utilizado na simulação com o <i>software</i> VS2DHI.....	95
Figura 30: Corte do talude desenhado para a análise utilizando o <i>software</i> VS2DHI.....	96

Figura 31: Curvas de tensão desviadora pela deformação de ensaios triaxiais dos estágios de 50 e 100 kPa de pressão confinante efetiva.....	98
Figura 32: Parâmetros do primeiro período de evaporação utilizados na simulação do <i>software</i> VS2DHI .....	100
Figura 33: Pontos de observação no corte do talude para a análise utilizando o <i>software</i> VS2DHI .....	102
Figura 34: Corte do talude desenhado para a análise utilizando o <i>software</i> <i>Slide</i> .....	105
Figura 35: Composição granulométrica do perfil do talude .....	109
Figura 36: Curva granulométrica do bloco indeformado coletado.....	111
Figura 37: Valores de sucção no solo do dia 13/04/2015, obtidos com ensaios de tensiômetro de campo .....	112
Figura 38: Variação da coluna de água na bureta em função do tempo para o ensaio de permeabilidade a carga variável .....	113
Figura 39: Curvas de retenção determinadas pelo <i>software</i> <i>SoilVision</i> 4.23 e manualmente .....	115
Figura 40: Gráficos tensão cisalhante x deformação horizontal para os ensaios de cisalhamento direto inundados .....	116
Figura 41: Envoltória de resistência para o ensaio de cisalhamento direto inundado .....	117
Figura 42: Gráficos tensão cisalhante x deformação horizontal para os ensaios de cisalhamento direto não saturados .....	118
Figura 43: Envoltória de resistência em função do aumento de sucção matricial, intercepto de coesão da envoltória plana de resistência do solo .....	118
Figura 44: Envoltória tridimensional de resistência do solo residual de diabásio estudado.....	119
Figura 45: Valores de precipitação diária entre as datas de 13/04/15 até 31/07/15 .....	120
Figura 46: Simulação bidimensional da sucção no solo no dia 20/05/2015 .....	122
Figura 47: Simulação bidimensional da sucção no solo no dia 26/06/2015 .....	123

Figura 48: Perfis de sucção do solo para diferentes datas analisadas .....	124
Figura 49: Superfície de ruptura crítica para o dia 20/05/2015.....	125
Figura 50: Superfície de ruptura crítica para o dia 26/06/2015.....	126
Figura 51: Comparação entre a variação sazonal do fator de segurança da estabilidade do talude com o nível de chuvas entre as datas de 13/04/2015 e 31/07/2015 .....	128



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dimesões do corpo de prova para ensaio de permeabilidade a carga constante .....	88
Tabela 2: Dimensões do corpo de prova utilizado no ensaio do papel filtro.....	89
Tabela 3: Coordenadas dos vertices do talude desenhado no software VS2DHI .....	94
Tabela 4: Coordenadas dos vertices do talude desenhado no software <i>Slide</i> .....	104
Tabela 5: Coordenadas dos limites de cada camada de solo do corte do talude desenhado no software <i>Slide</i> ...	104
Tabela 6: Classificação granulométrica .....	107
Tabela 7: Perfil granulométrico do talude .....	108
Tabela 8: Perfil de umidade, massa específica dos sólidos, e índice de plasticidade do talude.....	110
Tabela 9: Caracterização do bloco indeformado coletado	111
Tabela 10: Valores medidos para a determinação da curva de retenção pelo método do papel filtro.....	114
Tabela 11: Parâmetros de van Genuchten para a curva de retenção .....	114



## LISTA SÍMBOLOS

$\psi$	sucção total (kPa)
$\dot{u}_v$	pressão parcial de vapor (kPa)
$\dot{u}_{v0}$	pressão de vapor de saturação (kPa)
$(\dot{u}_v/\dot{u}_{v0})$	umidade relativa (%)
$u_a$	poro-pressão do ar (kPa)
$u_w$	poro-pressão da água (kPa)
$(u_a - u_w)$	sucção matricial (kPa)
$(\sigma - u_a)$	tensão normal líquida (kPa)
$\pi_o$	sucção osmótica (kPa)
$r$	raio do tubo capilar (cm)
$h_c$	altura da coluna d'água (cm)
$g$	aceleração gravidade (m/s <sup>2</sup> )
$\rho_w$	massa específica da água (g/cm <sup>3</sup> )
$RS$	raio de curvatura do menisco
$A$	ângulo entre a tangente do menisco e a superfície plana
$w$	umidade gravimétrica (%)
$\theta_w$	umidade volumétrica (%)
$S$	grau de saturação do solo (%)
$m_w$	massa de água no solo (g)
$m_s$	massa de partículas de solo (g)
$V_w$	volume de água no solo (cm <sup>3</sup> )
$V_v$	volume de vazios, ou soma do volume de ar com o de água (cm <sup>3</sup> )
$V$	volume total do solo, ou soma do volume de vazios com o de partículas sólidas (cm <sup>3</sup> )
$\Theta_d$	umidade volumétrica adimensional (%)
$\Theta$	umidade volumétrica (%)
$\theta_s$	umidade volumétrica saturada (%)
$\Theta_n$	umidade gravimétrica normalizada (%)
$w_r$	umidade gravimétrica residual (%)
$\theta$	umidade volumétrica (%)
$\theta_r$	umidade volumétrica residual (%)
$\theta_s$	umidade volumétrica saturada (%)
$h$	sucção na água (kPa)
$a, m, n$	parâmetros empíricos de van Genuchten
$\tau_f$	tensão cisalhante no plano de ruptura (kPa)
$c'$	coesão efetiva (kPa)

$\sigma'$ (kPa)	tensão normal efetiva, dado pela equação(32)
$\varphi'$	ângulo de atrito efetivo
$\sigma$	tensão normal total (kPa)
$u_w$	poro-pressão da água (kPa)
$x$	parâmetro função do grau de saturação
$\varphi'$	ângulo de atrito efetivo a respeito da variação em $(\sigma - u_w)$ quando $(u_a - u_w)$ é mantido constante
$\varphi''$	ângulo de atrito a respeito da variação em $(u_a - u_w)$ , quando $(\sigma - u_w)$ é mantido constante
$c''$	coesão quando as duas variáveis de tensão são nulas
$\varphi^a$	ângulo de atrito efetivo a respeito da variação em $(\sigma - u_a)$ quando $(u_a - u_w)$ é mantido constante
$\varphi^b$	ângulo de atrito a respeito da variação em $(u_a - u_w)$ quando $(\sigma - u_a)$ é mantido constante
$K_r$	coeficiente de permeabilidade em função da sucção do solo não saturado(m/s)
$FS$	fator de segurança
$\tau_f$	resistência ao cisalhamento (kPa)
$\tau_{mob}$	tensão cisalhante mobilizada (kPa)
$l$	largura da base da fatia;
$a_h$	ângulo entre a inclinação da base da fatia com a linha horizontal
$W_i$	peso da fatia
$N'$	esforço de reação, normal à base da fatia.
$\lambda$	constante que determina a porcentagem em que a função $f(x)$ influencia na relação entre os esforços entre fatias;
$f(x)$	função que descreve a relação entre os esforços entre fatias.
$c$	coesão aparente (kPa).
$v_s$	velocidade de sedimentação (cm/min);
$\rho_s$	densidade das partículas (g/m <sup>3</sup> );
$\rho_w$	densidade da água (g/m <sup>3</sup> );
$\eta$	viscosidade da água (g sec/cm <sup>2</sup> );
$D$	diâmetro das partículas (mm).
$L_s$	distância de sedimentação (cm);
$t$	tempo (min).
$G_s$	gravidade específica



$IP$	índice de plasticidade (%)
$LL$	limite de liquidez (%)
$LP$	limite de plasticidade (%)
$v$	velocidade de descarga da água (m/s)
$k$	coeficiente de permeabilidade saturado (m/s)
$i$	gradiente hidráulico (adimensional)
$\Delta h$	perda de carga hidráulica (m)
$L$	distância em que a água percorre dentro do solo onde há a perda de carga (m)
$q$	fluxo de água (m <sup>3</sup> /s)
$Q$	volume de água acumulado (m <sup>3</sup> )
$t$	tempo de percolação (s)
$A$	área do corpo de prova (m <sup>2</sup> )
$v$	velocidade de descarga da água (m/s)
$a_b$	área da bureta (m <sup>2</sup> )
$dh$	variação de carga (m)
$dt$	variação do tempo que leva a variação de carga (s)
$n_p$	porosidade do solo
$e$	índice de vazios do solo
$\gamma_s$	massa específico dos grãos do solo (g/cm <sup>3</sup> )
$\gamma_d$	massa específico seco do solo (g/cm <sup>3</sup> )
$S_s$	armazenamento específico (1/m)
$\rho$	massa específica da água (g/cm <sup>3</sup> )
$g$	aceleração da gravidade (m/s <sup>2</sup> )
$\beta_c$	compressibilidade da água (1/Pa)
$\alpha_c$	compressibilidade do solo (1/Pa)
$E$	módulo de Young do solo (Pa)
$\nu_{xy} = \nu_{yx}$	módulo de Poisson no plano (x,y)
$\nu_{yz}$	módulo de Poisson no plano (y,z)
$H_A$	pressão potencial da atmosfera (m)
$R$	constante universal dos gases (J/molK)
$u_r$	umidade relativa do ar (kg/mol)
$m_w$	massa molecular da água
$w_{pf}$	umidade do papel filtro (%)
$\psi_m$	sucção matricial (kPa)



## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas
Técnicas	
BDMEP	Banco de Dados Meteorológicos para o
Ensino e Pesquisa	
EPAGRI	Empresa de Pesquisa Agropecuária e
Extensão Rural de Santa Catarina	
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
UFSC	Universidade Federal de Santa
Catarina	



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>31</b>
1.1 OBJETIVO GERAL .....	32
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	32
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>33</b>
2.1 SOLOS NÃO SATURADOS .....	33
2.1.1 FASES E PROPRIEDADES .....	33
2.1.2 CONCEITO DE SUÇÃO .....	33
2.1.3 CAPILARIDADE .....	35
2.1.4 ZONA VADOSA.....	39
2.1.5 CURVA DE RETENÇÃO.....	40
2.1.6 RELAÇÃO ENTRE SUÇÃO E A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO ..	46
2.1.7 RELAÇÃO ENTRE A SUÇÃO E A PERMEABILIDADE.....	51
<b>2.2 ESTABILIDADE DE TALUDES .....</b>	<b>53</b>
2.2.1 MÉTODO DE ANÁLISE .....	53
2.2.2 MÉTODO DAS FATIAS.....	54
2.2.3 MÉTODO DE FREDLUND (1991).....	58
2.2.3.1 Método da Resistência ao Cisalhamento Extendida.....	59
2.2.3.2 Método da Coesão Total .....	63
<b>2.3 ENSAIOS .....</b>	<b>65</b>
2.3.1 ENSAIOS DE CAMPO .....	65
2.3.1.1 Tensiômetro de campo .....	65
2.3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	67
2.3.2.1 Caracterização física do solo .....	67
2.3.2.2 Ensaio para a determinação do coeficiente de permeabilidade .....	67
2.3.2.3 Ensaio do papel filtro para a determinação da curva de retenção.....	72
2.3.2.4 Ensaio de cisalhamento direto .....	74
<b>3 ÁREA DE ESTUDOS .....</b>	<b>79</b>
3.1 LOCALIZAÇÃO DO TALUDE ESTUDADO .....	79
3.2 CLIMA .....	80
3.3 MAPA GEOLÓGICO .....	80
3.4 CORTE DO TALUDE .....	81
<b>4 MÉTODO .....</b>	<b>83</b>
4.1 ENSAIOS DE CAMPO .....	85
4.1.1 EXECUÇÃO DO ENSAIO DO TENSÍOMETRO DE CAMPO.....	85
<b>4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....</b>	<b>86</b>
4.2.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	86
4.2.2 DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE.....	87
4.2.3 DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO UTILIZANDO O MÉTODO DO PAPEL FILTRO .....	88

4.2.4	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE UM SOLO NÃO-SATURADO POR MEIO DE ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO .....	90
<b>4.3</b>	<b>ANÁLISE COMPUTACIONAL .....</b>	<b>93</b>
4.3.1	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DA CURVA DE RETENÇÃO DE ACORDO COM A EQUAÇÃO DE VAN GENUCHTEN .....	93
4.3.2	DETERMINAÇÃO DO PERFIL DE SUCCÃO DO SOLO.....	93
4.3.3	ANÁLISE SAZONAL DA ESTABILIDADE GLOBAL DO TALUDE .....	103
<b>5</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>107</b>
<b>5.1</b>	<b>RESULTADOS DE ENSAIOS .....</b>	<b>107</b>
5.1.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	107
5.1.1.1	Caracterização do perfil do solo .....	107
5.1.1.2	Caracterização do bloco indeformado .....	111
5.1.2	TENSIÔMETRO DE CAMPO .....	111
5.1.3	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE .....	112
5.1.4	CURVA DE RETENÇÃO .....	113
5.1.5	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO.....	115
<b>5.2</b>	<b>RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS .....</b>	<b>120</b>
5.2.1	PERFIL DE SUCCÃO DIÁRIO .....	120
5.2.2	VARIAÇÃO SAZONAL DO FATOR DE SEGURANÇA.....	124
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>129</b>
<b>6.1</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>129</b>
<b>6.2</b>	<b>RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>131</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>132</b>

# 1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes em áreas urbanizadas deve ser levada em consideração, pois a negligência desta pode acarretar em desastres. O aumento da intensidade e da frequência dos desastres pode ser ocasionado por ações antrópicas. Dentre as ações humanas pode-se citar alterações na rede de drenagem, remoção da cobertura vegetal, cortes e aterros para a execução de estradas, construção de edificações, taludes mal dimensionados, entre outros. Estes fatores em conjunto com a ocupação de taludes com declividade acentuada aumenta o número de pessoas em áreas de risco.

A análise de estabilidade de taludes vem sendo uma ferramenta comum na determinação de fatores de segurança para taludes naturais e artificiais. Entre os métodos mais utilizados para o cálculo está o método simplificado de Bishop, onde a superfície de deslizamento é dividida em fatias e o fator de segurança calculado é igual à razão entre o somatório das forças resistentes de cada fatia e o somatório das forças efetivas. Para a realização deste cálculo os parâmetros de resistência do solo como coesão e ângulo de atrito devem ser obtidos, bem como a geometria do talude. O comportamento do solo sob diferentes condições de umidade também é relevante para a análise.

Geralmente considera-se a condição do solo como saturado ao obter estes parâmetros de resistência. Ao fazer isso ignoramos uma propriedade do solo que pode influenciar no resultado, a sucção. A principal parcela da sucção é gerada pela pressão negativa na água intersticial. O aumento da resistência do solo causado por estas pressões neutras negativas é geralmente ignorado. Isso deve-se a dificuldade de se incorporar estes parâmetros na análise de estabilidades de taludes.

Ignorar essas pressões negativas pode ser uma hipótese válida quando a superfície de deslizamento está, em maior parte, abaixo do nível d'água. No entanto, segundo Ng e Menzies (2007), em muitas ocasiões o deslizamento do talude acontece em condições em que o nível d'água está

bem abaixo da superfície de deslizamento, e o solo nesta está em estado não saturado.

Portanto, considerar a sucção como um dos fatores para a determinação do fator de segurança do talude nos permite fazer uma análise sazonal deste, visto que os valores de sucção variam de acordo com o teor de umidade do solo, e este pode ser simulado de acordo com a variação pluviométrica da região.

### **1.1 Objetivo geral**

O objetivo geral deste trabalho é verificar a variação do fator de segurança da estabilidade global de um talude localizado no bairro do Itacorubi, em Florianópolis, entre as datas de 13/04/2015 e 31/07/2015.

### **1.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Caracterizar o perfil do talude estudado;
- Determinar a curva de retenção do solo residual de diabásio do talude estudado;
- Obter a variação do perfil de sucção do talude, por meio da simulação das precipitações locais;
- Determinar a envoltória tridimensional de resistência do solo estudado, levando em consideração a sucção matricial;
- Determinar o fator de segurança diário da estabilidade global do talude para o período estudado.



## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

A revisão bibliográfica apresentada neste capítulo abordará a conceitos de propriedades de solos não saturados. Será realizado um breve embasamento teórico dos ensaios utilizados no método aplicado.

### **2.1 Solos não saturados**

#### **2.1.1 Fases e propriedades**

Para determinar as fases e propriedades do solo primeiramente consideramos três fases, a fase sólida representada pelas partículas de solo, a líquida representada pela água, e a gasosa pelo ar atmosférico. Essa consideração é útil para a análise das relações volume-massa do solo. Para uma análise dos efeitos da não saturação do solo na resistência e tensões efetivas é necessário o reconhecimento de uma quarta fase, a interface entre o ar e a água, também chamada de película contrátil, Fredlund e Rahardjo (1993).

A determinação do grau de saturação do solo é obtida pela razão entre o volume de água nele contido e a soma do volume de ar e água, ou volume de vazios. Como a película contrátil é composta por água, e suas propriedades mecânicas não interferem nas relações massa-volume, ela é considerada como pertencente à fase líquida. Solos saturados possuem um grau de saturação igual a 100%, em outras palavras todos os vazios são preenchidos por água e não há a presença de ar, e solos secos um grau igual a 0%, onde a água é inexistente. Solos não saturados estão numa fase intermediária às duas citadas anteriormente, possuem um grau de saturação entre 0 e 100%, de modo que as três fases são observadas, Fredlund e Rahardjo (1993).

#### **2.1.2 Conceito de sucção**

Quando encontrado no estado não saturado, o solo apresenta a retenção d'água, ou uma sucção. Segundo Richards (apud Fredlund e Rahardjo, 1993) a sucção do

solo, também chamada de sucção total, pode ser determinada através da relação termodinâmica entre esta e a pressão parcial de vapor. Esta relação pode ser escrita como na equação (1):

$$\psi = -135002 \ln \frac{\bar{u}_v}{u_{v0}} \quad (1)$$

Onde

$\psi$  = sucção total (kPa);

$\bar{u}_v$  = pressão parcial de vapor (kPa);

$u_{v0}$  = pressão de vapor de saturação (kPa);

$(\bar{u}_v/\bar{u}_{v0}) = HR$  = umidade relativa (%);

e -135002 é uma constante em função da constante universal dos gases, da temperatura, da densidade d'água, e da massa molecular do vapor d'água.

Aitchson (*apud* Krahn e Fredlund, 1972) divide a sucção total em dois conceitos, o de sucção matricial e o de sucção osmótica.

A sucção osmótica é a pressão negativa que uma solução menos concentrada de água e sais sofre ao tender ao equilíbrio de concentração com outra solução mais concentrada, desde que as soluções estejam separadas por uma membrana semi-permeável (permeável apenas à água).

A sucção matricial é a poro-pressão negativa em relação à pressão do ar. É a diferença entre a pressão do ar e a da água. Ela está associada aos esforços de tração da camada superficial d'água intersticial, gerados pelo fenômeno da capilaridade.

A sucção do solo, ou sucção total é considerada como a soma da sucção matricial com a sucção osmótica. Estudos realizados por Krahn e Fredlund (1972), onde a medição dos três tipos de sucção mencionados foram realizados, confirmam esta hipótese. Essa relação pode ser vista na equação (2):

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi_0 \quad (2)$$

Onde

$u_a$  = poro-pressão do ar (kPa);

$u_w$  = poro-pressão da água (kPa);  
 $(u_a - u_w)$  = sucção matricial (kPa);  
 $\pi_o$  = sucção osmótica (kPa).

### 2.1.3 Capilaridade

O fenômeno da capilaridade existe devido a uma propriedade da camada de película contrátil, ou interface água-ar, chamada de tensão superficial. A importância a esta camada, mencionada nos itens anteriores, é dada devido ao fenômeno estar associado à sucção matricial. Esta tensão superficial existe, pois, enquanto as moléculas no interior da água sofrem pressões de todas as direções, as moléculas na película contrátil sofrem uma pressão maior direcionada ao interior, de acordo com Fredlund e Rahardjo (1993). Estas tensões estão ilustradas na Figura 1.

Conforme ilustrado na Figura 2 a tensão atmosférica atuando na película contrátil é chamada de  $u + \Delta u$ , a pressão de água atuando na película é chamada de  $u$ , e as tensões superficiais de  $T_s$ . Como a sucção matricial é a diferença entre as pressões do ar e da água, pode-se dizer que a sucção matricial é igual a  $\Delta u$ . Para que seja encontrada a relação entre a sucção e a tensão superficial, é calculado o equilíbrio de esforços na vertical, de modo que tem-se a equação (3):

$$2T_s \sin \alpha = 2\Delta u \sin \alpha \quad (3)$$

Onde

$R_s$  = raio de curvatura do menisco;

$\alpha$  = ângulo entre a tangente do menisco e a superfície plana.

Resolvendo a equação (3) temos a equação (4):

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \quad (4)$$

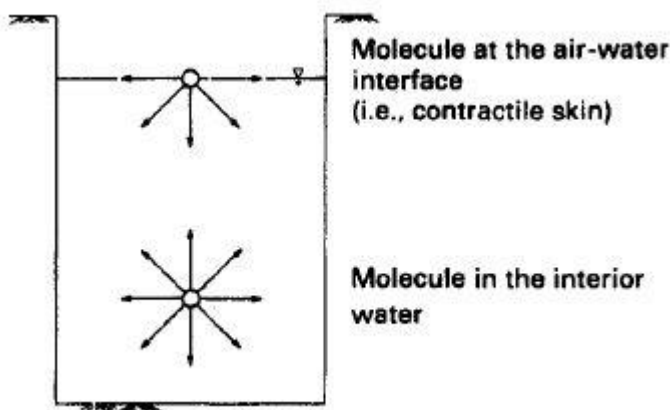
Usando a equação de LaPlace é possível obter a equação (5) para casos tridimensionais, como observado na Figura 3:

$$\Delta u = T_s \left( \frac{1}{R_{S1}} + \frac{1}{R_{S2}} \right) \quad (5)$$

Caso os dois raios sejam do mesmo tamanho tem-se a equação (6):

$$\Delta u = \frac{2T_s}{R_s} \quad (6)$$

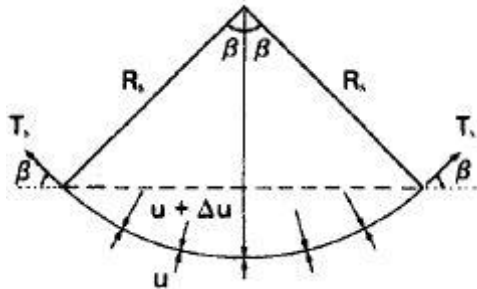
Figura 1: Tensão na superfície e o interior de uma amostra de água



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

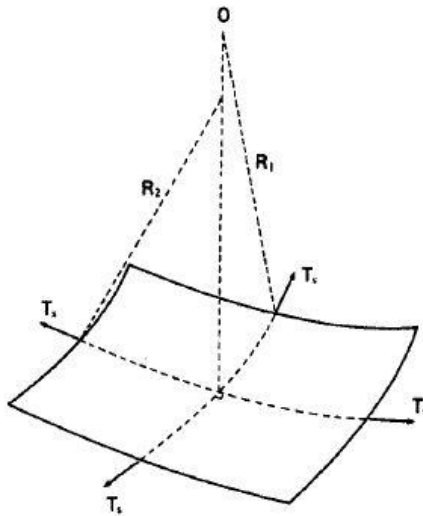
O fenômeno da capilaridade acontece nos solos não saturados devido a presença de ar e água entre os pequenos espaços entre os grãos. Uma comparação pode ser feita utilizando um tubo de vidro com diâmetro pequeno. Ao se inserir o tubo na água em condições atmosféricas, é possível ver que o nível d'água dentro dele sobe e forma-se um menisco no topo. A Figura 4 ilustra esta situação e as cargas aplicadas à película contrátil. O formato circular da película nesta situação acontece devido a ela se comportar como uma membrana elástica. Do mesmo modo que um balão tende a uma forma esférica ou oval quando sua pressão interna é maior que a externa quando cheio, segundo Fredlund e Rahardjo (1993).

Figura 2: Tensão superficial da água



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

Figura 3: Tensão superficial da água em uma membrana bidimensional



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

Novamente é feito um equilíbrio de esforços para observar as relações entre a altura do nível de água no tubo em relação ao nível original e as tensões superficiais. Desta vez o esforço gerado pela tensão superficial é igualado ao peso de água da coluna, como mostra a equação (7).

$$2\pi r T_s \cos \alpha = \pi r^2 h_c \rho_w g \quad (7)$$

Onde

$r$  = raio do tubo (cm);

$h_c$  = altura da coluna d'água (cm);

$g$  = aceleração gravidade ( $\text{m/s}^2$ );

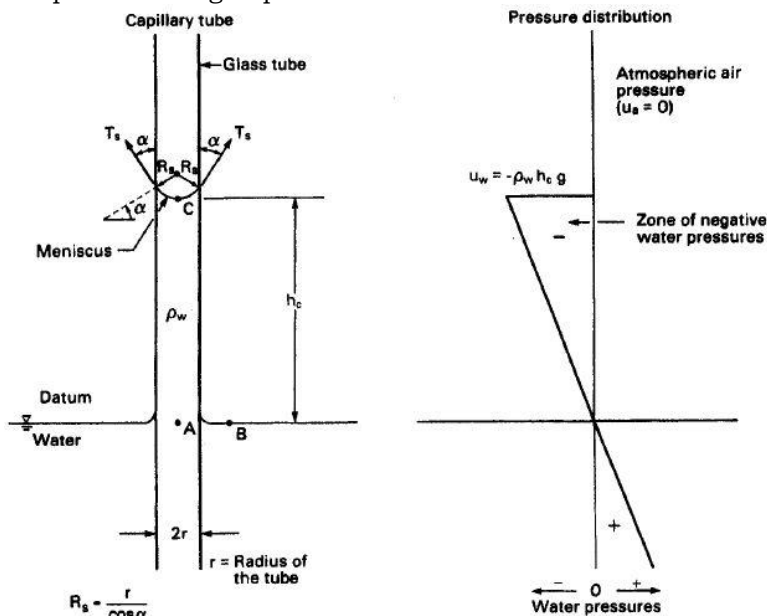
$\rho_w$  = massa específica da água ( $\text{g/cm}^3$ ).

Rearranjando a equação (7):

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w g R_s} \quad (8)$$

Onde  $R_s = r / \cos \alpha$

Figura 4: Tesões atuantes num menisco em um tubo, e distribuição vertical da pressão da água pelo tubo



Fonte: Fredlund e Rahardjo (1993)

Os pontos A, B e C visualizados na Figura 4 estão em equilíbrio hidrostático. Os pontos A e B estão na mesma elevação, considerada zero neste caso. Para que seja

mantido este equilíbrio hidrostático as pressões nestes dois pontos devem ser iguais. Neste caso, como a pressão atuando no ponto B, na superfície por fora do tubo, é a atmosférica, o mesmo acontece em A. Como A e B estão submetidos a uma pressão igual a zero (atmosférica) e estão na elevação zero, sua carga hidrostática é nula, e, por equilíbrio hidrostático, também é a do ponto C. Para que isso seja possível a pressão da água deve ser igual ao negativo da carga da coluna d'água no tubo a pressão da água em C, de onde origina-se, conforme descrito por Fredlund e Rahardjo (1993), a equação (9).

$$u_w = -\rho_w g h_c \quad (9)$$

Como a pressão do ar em C é atmosférica e a pressão da água negativa, pode-se expressar a sucção de acordo com a equação (10).

$$(u_a - u_w) = -\rho_w g h_c \quad (10)$$

E substituindo a equação (10) na equação (8) tem-se a equação (11):

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \quad (11)$$

Os mesmos autores concluem então, que como o raio do menisco é função do raio do tubo tem-se que quanto menor o raio dos poros de um solo, maior é sua sucção matricial.

#### 2.1.4 Zona vadosa

No solo, o fenômeno da capilaridade faz com que a água suba do nível freático. Essa água é caracterizada por ter poro-pressão negativa, assim como acontece no tubo citado no item anterior. A região acima do lençol freático que contém água a uma pressão negativa é chamada de zona vadosa, segundo Marinho e Pereira (1998). Nesta zona existe uma camada de solo saturado, abaixo de uma camada não saturada. No trecho saturado, a altura da coluna d'água acima do nível freático é igual ao valor da poro-pressão

negativa. A altura máxima que a água na zona vadosa atinge está relacionada com a dimensão dos vazios do solo. A variação da elevação do nível freático devido às variações climáticas também influencia na zona vadosa.

### 2.1.5 Curva de retenção

A curva de retenção demonstra a relação entre a quantidade de água no solo com seu valor de sucção. Esta curva é de grande importância no entendimento e solução de problemas geotécnicos envolvendo solos não-saturados, segundo Fredlund (2004).

O mesmo autor sugere que a curva seja desenhada com os valores de sucção no eixo das abscissas em uma escala logarítmica, sendo 0.1 kPa o menor valor. A quantidade de água no solo pode ser expressa de várias maneiras, algumas mais comuns são a umidade gravimétrica, a umidade volumétrica e o grau de saturação expressas nas equações (12), (13) e (14), respectivamente, de acordo com Fredlund *et al.* (2001).

$$w = \frac{m_w}{m_s} 100\% \quad (12)$$

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} 100\% \quad (13)$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} 100\% \quad (14)$$

Onde

$w$  = umidade gravimétrica (%);

$\theta_w$  = umidade volumétrica (%);

$S$  = grau de saturação do solo (%);

$m_w$  = massa de água no solo (g);

$m_s$  = massa de partículas de solo (g);

$V_w$  = volume de água no solo (cm<sup>3</sup>);

$V_v$  = volume de vazios, ou soma do volume de ar com o de água (cm<sup>3</sup>);

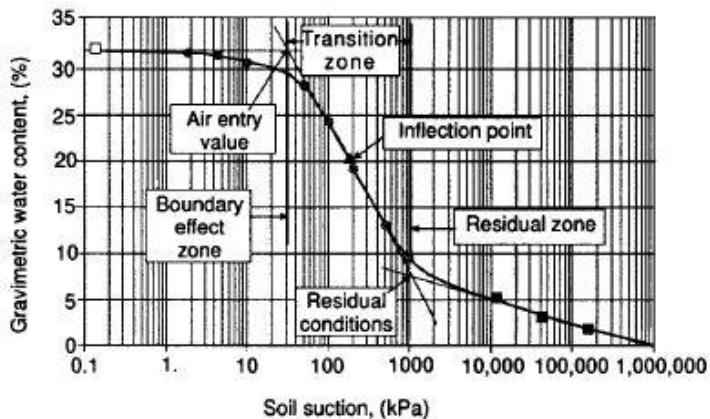
$V$  = volume total do solo, ou soma do volume de vazios com o de partículas sólidas (cm<sup>3</sup>)



Os três parâmetros citados geram curvas de comportamentos semelhantes. O valor de sucção no solo se aproxima de zero quando este está saturado. A curva, se plotada conforme sugerido por Fredlund *et al.* (2001), mostra uma constância na quantidade de água no solo conforme um pequeno valor de sucção é aplicado, até que seja atingido um valor de sucção onde inicia-se a entrada de ar no solo. A partir deste ponto o valor de sucção no solo aumenta exponencialmente conforme é reduzida a quantidade de água, até que a condição residual é atingida e a quantidade de água no solo tende a constância novamente conforme o valor de sucção aumenta.

A Figura 5 ilustra uma curva de retenção utilizando a umidade gravimétrica, onde é possível observar o ponto de entrada de ar e o ponto onde há a transição para a zona residual. Entre estes dois pontos considera-se que o gráfico se comporta como uma reta.

Figura 5 Curva de retenção (Sucção x Umidade Gravimétrica) demonstrando o valor de entrada de ar e a umidade residual



Fonte: Fredlund, *et al.* (2001)

De acordo com Fredlund *et al.* (2001), a utilização de curvas relacionando a sucção com a umidade volumétrica é mais comum em estudos agrônômicos. Para estudos geotécnicos é recomendado que sejam utilizados os valores

de umidade gravimétrica ou grau de saturação, visto que as medições de umidade durante o ensaio são feitas em função do volume original do corpo de prova, ou seja, considera-se que não há variação de volume. Como o valor de umidade volumétrica deve ser referenciado ao volume total do solo no momento em que é medido, recomenda-se que este não seja utilizado.

Outros parâmetros podem ser utilizados, como umidade adimensional, onde o valor de umidade medido é dividido pela umidade saturada, e umidade normalizada, onde a diferença entre a umidade medida e a umidade residual é dividida pela diferença entre a umidade saturada e a umidade residual, demonstrados nas respectivas equações (15) e (16). Para ambas as umidades adimensional e normalizada podem ser utilizados valores tanto de umidade volumétrica quanto gravimétrica. A utilização destes fatores pode ser justificada quando quer-se obter curvas mais bem definidas, de modo que seja possível obter delas parâmetros matemáticos para utilização em outras análises.

$$\Theta_d = \frac{\theta}{\theta_s} \quad (15)$$

Onde

$\Theta_d$  = umidade volumétrica adimensional (%);

$\theta$  = umidade volumétrica (%);

$\theta_s$  = umidade volumétrica saturada (%)

$$\Theta_n = \frac{(w - w_r)}{(w_s - w_r)} \quad (16)$$

Onde

$\Theta_n$  = umidade gravimétrica normalizada (%);

$w_r$  = umidade gravimétrica residual (%)

Para a análise e interpretação da curva de retenção diversos modelos matemáticos empíricos foram criados. Entre eles o modelo de van Genuchten é um dos mais usados, como pode ser visto em vários estudos, Mello *et al.* (2005), Porêbska *et al.* (2006), Ghanbarian-Alavijeh *et al.* (2010), Yang e You (2013).

A equação (17) foi desenvolvida por van Genuchten e Nielsen (1985) a partir dos modelos de Burdine e Mualem, com a intenção de criar um modelo mais simples que pudesse ser derivado para se encontrar valores de condutividade hidráulica. Tanto a umidade volumétrica quanto a gravimétrica ou grau de saturação poderiam ter sido usados para a determinação dos parâmetros da curva de retenção, neste caso foi utilizado a umidade volumétrica.

$$\theta = \theta_r \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left[1 + (\alpha h)^n\right]^m} \quad (17)$$

Onde

$\theta$  = umidade volumétrica (%);

$\theta_r$  = umidade volumétrica residual (%);

$\theta_s$  = umidade volumétrica saturada;

$h$  = sucção na água (kPa);

$a, m, n$  = parâmetros empíricos

Neste caso o valor de  $h$  é considerado positivo, mesmo que as pressões sejam negativas.

A equação (17) possui cinco variáveis independentes. São elas: os três parâmetros empíricos, e as umidades residual e saturada. Valores de umidade saturada podem ser determinados através de ensaios e relações entre os índices físicos, segundo de Souza Pinto (2011). Enquanto os valores de umidade residual não podem ser determinados com certeza, seus valores podem ser estimados a partir dos valores de umidade obtidos em solos extremamente secos, onde os valores de sucção são bastante altos (acima de 15000 cm de coluna de água). O valor de  $m$  foi dado como mostra a equação (18), pois esta relação foi necessária para a obtenção da equação (17) a partir do modelo de Mualem (1976).

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (18)$$

Estudos realizados por van Genuchten e Nielsen (1985) indicam que o valor de  $a$  pode ser considerado como

o inverso da pressão de água no ponto de entrada de ar para valores baixos de  $m/n$ .

Para a determinação de  $n$ , primeiro derivou-se a equação (17) e escreveu-se o lado direito da equação em termos da umidade normalizada ( $\Theta_n$ ) ao invés da poro-pressão ( $h$ ), como mostra a equação (19).

$$\frac{d\theta}{dh} = \frac{-\alpha m(\theta_s - \theta_r)}{1 - m} \Theta_n^{1/m} (1 - \Theta_n^{1/m})^m \quad (19)$$

Reescrevendo a equação (17) em termos da umidade normalizada tem-se a equação (20), e desta, isolando-se o fator  $\alpha$ , tem-se a equação (21).

$$\Theta_n = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (20)$$

$$\alpha = \frac{1}{h} (\Theta_n^{-1/m} - 1)^{1/n} \quad (21)$$

Substituindo a equação(21) na equação(19) resulta na equação (22).

$$h \frac{d\theta}{dh} = \frac{-m(\theta_s - \theta_r)}{1 - m} \Theta_n (1 - \Theta_n^{1/m}) \quad (22)$$

Observa-se desta equação que no lado direito apenas a varável  $m$  é desconhecida. Portanto, o valor de  $m$  pode ser estimado ao se determinar o produto da derivada ( $d\theta/dh$ ) e a poro-pressão ( $h$ ), para um determinado ponto da curva  $\theta(h)$ .

Como as curvas de retenção são geralmente desenhadas em gráficos semi-logarítmicos, a relação expressa na equação (23) pode ser utilizada.

$$\frac{d\theta}{d(\log h)} = (\ln 10) h \frac{d\theta}{dh} \quad (23)$$

Para facilitar a resolução final desta dedução é preferível utilizar a derivada em função da umidade normalizada. Na equação (24),  $I$  é o valor absoluto da derivada de  $\Theta_n$  por  $\log h$ , e reescrita em função das umidades saturada e residual na equação(25).

$$I = \left| \frac{d\Theta_n}{d(\log h)} \right| \quad (24)$$

$$I = \frac{1}{(\theta_s - \theta_r)} \left| \frac{d\theta}{d(\log h)} \right| \quad (25)$$

Combinando as equações (22), (23) e (25) é possível obter uma expressão para o valor de  $I$  em função da umidade normalizada e do parâmetro  $m$ , como pode ser visto na equação (26).  $I$  pode ser interpretado também como a inclinação da reta no gráfico logarítmico da curva de retenção umidade normalizada x sucção.

$$I = 2,303 \frac{m}{1-m} \Theta_n (1 - \Theta_n^{1/m}) \quad (26)$$

O melhor ponto  $P$ , segundo van Genuchten e Nielsen (1985), para a avaliação do valor de  $I$  é exatamente no valor médio entre os valores de umidade saturada e residual, de modo que o valor da umidade normalizada seja 0.5. O valor de umidade volumétrica no ponto  $P$  é calculado pela equação (27).

$$\theta_p = \frac{(\theta_s + \theta_r)}{2} \quad (27)$$

Para calcular o valor de sucção no ponto  $P$  substitui-se o valor de umidade calculado na equação (27) na equação (17). Tem-se, com isso, que o valor de sucção ( $h_p$ ) no ponto  $P$  é dado pela equação (28).

$$h_p = \frac{1}{\alpha} (2^{1/m} - 1)^{1-m} \quad (28)$$

Deste modo é possível expressar o valor da inclinação da reta formada no ponto central entre os pontos de entrada de ar e de transação à zona residual de uma curva de retenção desenhada utilizando a umidade normalizada ( $I_p$ ), apenas em função da variável  $m$ , como mostra a equação (29).

$$I_p(m) = 1,151 \frac{m}{1-m} (2^{1/m} - 1)^{1-m} \quad (29)$$

O valor de  $m$  pode então ser determinado a partir apenas do valor de  $I_p$ , onde para isso  $m$  deve ser isolado na equação (29). Neste caso a inversão empírica desta equação foi desenvolvida. Com isso, tem-se que o valor de  $m$  pode ser calculado de acordo com a equação (30).

$$m = \begin{cases} 1 - \exp(-0.8I_p) \rightarrow (0 < I_p \leq 1) \\ 1 - \frac{0,5755}{I_p} + \frac{0,1}{I_p^2} + \frac{0,025}{I_p^3} \rightarrow (I_p > 1) \end{cases} \quad (30)$$

### 2.1.6 Relação entre sucção e a resistência ao cisalhamento

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb, mostrado na equação (31), é o modelo mais conhecido para a análise da resistência ao cisalhamento de solos saturados. O critério gera um gráfico linear da tensão de cisalhamento em função da tensão normal aplicada a algum plano no solo, e permite a interpretação de que se algum plano do solo está sofrendo uma combinação de tensões, de modo que se encontre em um ponto acima da envoltória, este sofrerá a ruptura, a partir de interpretações de Das (2013).

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (31)$$

Onde

$\tau_f$  = tensão cisalhante no plano de ruptura (kPa);

$c'$  = coesão efetiva (kPa);

$\sigma'$  = tensão normal efetiva, dado pela equação(32) (kPa);

$\varphi'$  = ângulo de atrito efetivo

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (32)$$

Onde

$\sigma$  = tensão normal total (kPa);

$u_w$  = poro-pressão da água (kPa)

Na metade do século, dois modelos foram propostos para o cálculo da resistência ao cisalhamento em solos não saturados.

O modelo de Bishop (1959) adiciona o termo de sucção matricial à tensão efetiva, de modo que a resistência ao

cisalhamento pode ser calculada como na equação(33), segundo Oliveira (2004).

$$\tau_f = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (33)$$

Onde

$\chi$  = parâmetro função do grau de saturação

Esta proposta gera uma única envoltória que representa o solo nas condições saturada e não saturada, onde a sucção causa um aumento na resistência de acordo com o valor de  $\chi$ .

O segundo modelo foi proposto por Fredlund *et al.* (1978). Este modelo, ao contrário do demonstrado anteriormente, representa a resistência ao cisalhamento em um gráfico tridimensional. Estudos realizados por Gulhati e Satija (1981) e Abramento e Pinto (1993)(*apud* Oliveira, 2004) indicam que o modelo de Fredlund apresenta menores dispersões nos resultados quando comparado com o modelo de Bishop. Entretanto não é possível se dizer se este comportamento varia se diferentes tipos de solos forem analisados.

Este modelo utiliza a combinação de duas variáveis de tensão, dadas três possíveis, para definir o estado de tensões de um solo não saturado. As combinações possíveis são:  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ ,  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$ , e  $(\sigma - u_a)$  e  $(\sigma - u_w)$ , onde  $\sigma$  é a tensão normal total, e  $u_a$  e  $u_w$  são as poro-pressões do ar e da água, respectivamente. As variáveis de tensão são conhecidas como tensão normal efetiva, tensão normal líquida, e sucção matricial para os termos  $(\sigma - u_w)$ ,  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$   $(u_a - u_w)$ , respectivamente.

Das três possibilidades possíveis, a que utiliza as variáveis  $(\sigma - u_a)$  e  $(\sigma - u_w)$  se mostrou a menos vantajosa de ser utilizada. Isso devido às variáveis possuírem relativa baixa importância nas considerações de resistência ao cisalhamento. Por exemplo, a sucção não consta como uma das variáveis neste caso. Por conta disso, Fredlund *et al.* (1978) utilizam apenas as outras duas opções.

As variáveis  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$  trazem a vantagem de permitir uma transição da envoltória clássica para solos

saturados, expressa na equação (31), para o modelo para solos não-saturados. O termo  $(\sigma - u_w)$  refere-se à tensão efetiva ( $\sigma'$ ) da envoltória para solos saturados, de modo que o termo referente à sucção matricial  $(u_a - u_w)$  é adicionado à expressão para solos não saturados. A desvantagem deste caso é que uma mudança na poro-pressão da água influencia nas duas variáveis de tensão.

O caso que utiliza as variáveis  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$  tem a vantagem de que apenas uma variável é afetada com a variação da poro-pressão da água. Independente da combinação utilizada, considerando os mesmos valores de  $\sigma$ ,  $u_w$  e  $u_a$ , o valor de tensão cisalhante obtido dever ser o mesmo.

As primeiras variáveis de tensão utilizadas são  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$ . Estas variáveis são os eixos horizontais, e a tensão cisalhante o eixo das ordenadas no gráfico tridimensional que ilustra as condições de ruptura, numa envoltória formada por um plano. A equação (34) expressa o critério de ruptura para este caso. No caso de a sucção matricial ser nula o caso analisado se assemelha à condição saturada, e a condição de ruptura é a envoltória de Mohr-Coulomb bidimensional.

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w) \tan \varphi' + (u_a + u_w) \tan \varphi'' \quad (34)$$

Onde

$\varphi'$  = ângulo de atrito efetivo a respeito da variação em  $(\sigma - u_w)$  quando  $(u_a - u_w)$  é mantido constante ;

$\varphi''$  = ângulo de atrito a respeito da variação em  $(u_a - u_w)$ , quando  $(\sigma - u_w)$  é mantido constante

Nesta expressão é possível que o termo  $(u_a - u_w) \tan \varphi''$  tenha um valor negativo, em virtude da poro-pressão da água estar presente nas duas variáveis de tensão.

A segunda combinação utilizada usa as variáveis de tensão  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ . A equação (35) expressa o critério de ruptura para este caso.

$$\tau_f = c'' + (\sigma - u_a) \tan \varphi^a + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (35)$$

Onde



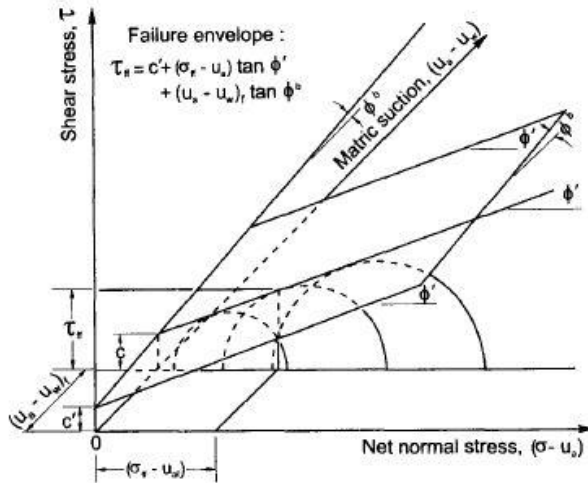
$c''$  = coesão quando as duas variáveis de tensão são nulas;

$\varphi^a$  = ângulo de atrito efetivo a respeito da variação em  $(\sigma - u_a)$  quando  $(u_a - u_w)$  é mantido constante;

$\varphi^b$  = ângulo de atrito a respeito da variação em  $(u_a - u_w)$  quando  $(\sigma - u_a)$  é mantido constante

Neste caso, quando a sucção matricial é nula, ou seja, a poro-pressão da água é igual à poro-pressão do ar, os valores de  $c'$  e  $\varphi'$  da equação (34) serão iguais aos respectivos valores de  $c''$  e  $\varphi^a$  da equação (35). Em outras palavras, os valores de coesão efetiva para as duas expressões, assim como os ângulos de atrito referentes às variáveis de tensões que contém a tensão normal total, são iguais. Tem-se, então, a equação(36). A ilustração da envoltória gerada por esta equação pode ser vista na Figura 6.

Figura 6: Envoltória tridimensional de resistência



Fonte: Fredlund, *et al.* (1987)

$$\tau_f = c' + (\sigma' - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (36)$$

Como os valores de tensão cisalhante obtidos pelas equações (34) e (36) são iguais, é possível se obter uma relação entre os ângulos de atrito destas expressões, conforme na equação (37).

$$\tan \varphi' = \tan \varphi^b - \tan \varphi'' \quad (37)$$

Fredlund *et al.* (1978) sugerem que a equação (36) é a que se mostra mais útil em problemas da engenharia geotécnica.

Ao se analisar o plano dos eixos da tensão cisalhante e da sucção separadamente, pode-se interpretar que o solo apresenta um aumento na coesão aparente conforme cresce o valor da sucção, sendo esse aumento função de  $\varphi^b$ , segundo Calle (2000).

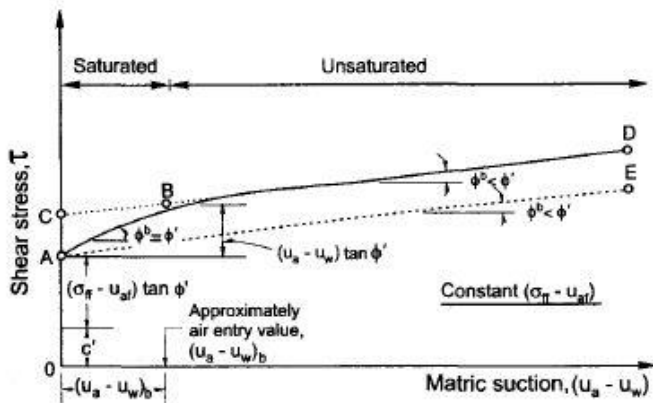
Estudos realizados por Fredlund *et al.* (1987) mostram que a relação entre estes dois eixos forma uma envoltória não linear, ou seja, o valor de  $\varphi^b$  não é constante. O valor de  $\varphi^b$  é próximo ao valor de  $\varphi'$  para valores pequenos de sucção matricial, até que passa a decrescer até atingir um valor estável. Isso pode ser entendido devido ao fato de que o solo continua saturado nos primeiros estágios de aumento da sucção matricial, de modo que, se  $\varphi^b$  for substituído por  $\varphi'$  na equação (36) ela se reduz à equação para solos saturados. Com isso tem-se que o ponto em que o valor de  $\varphi^b$  começa a decrescer é bastante próximo do ponto de entrada de ar, ou de desaturação do solo. A Figura 7 ilustra a envoltória não linear formada pelas variáveis de tensão cisalhante e sucção matricial.

Estudos realizados por Marinho *et al.* (2013) utilizando ensaios triaxiais não drenados com leituras de sucção matricial confirmam a não linearidade da envoltória, assim como a relação entre o ponto de entrada de ar e a redução no valor de  $\varphi^b$ .

Fredlund *et al.* (1987) sugerem alguns procedimentos para lidar com a não linearidade da envoltória de ruptura a respeito da sucção matricial. Entre elas a utilização de uma envoltória bilinear, onde no primeiro trecho AB o valor do ângulo de atrito em respeito a sucção matricial é igual a  $\varphi'$ , e no segundo trecho BD é igual a  $\varphi^b$ , como pode ser

visualizado na Figura 7. Outra solução é simplesmente traçar a envoltória a partir do ponto A com o ângulo de atrito constante igual a  $\phi^b$ , gerando a reta AE. Observa-se também que o ponto B indica o ponto de entrada de ar no solo.

Figura 7: Envoltória não linear no plano de tensão cisalhante versus sucção matricial



Fonte: Fredlund, *et al.* (1987)

Estudos realizados por Futai *et al.* (2006) indicam que o ângulo de atrito em respeito a tensão normal líquida também pode sofrer influência da variação da sucção matricial.

### 2.1.7 Relação entre a sucção e a permeabilidade

A permeabilidade de um solo pode ser bastante influenciada pela sua sucção, visto que a descontinuidade entre as fases de água e ar entre as partículas do solo altera a facilidade com que a água percola por entre as partículas.

van Genuchten (1980) propõe um modelo de cálculo para o coeficiente de permeabilidade em solos não saturados utilizando a equação (17), e os mesmos parâmetros  $a$ ,  $m$  e  $n$ . O modelo é deduzido a partir do modelo de Mualem (1976), que sugere a equação (38) para a relação entre o

coeficiente de permeabilidade não saturado ( $K_r$ ) e a umidade normalizada ( $\Theta_n$ ).

$$K_r = \Theta_n^{1/2} \left[ \int_0^{\Theta_n} \frac{1}{h(x)} dx \bigg/ \int_0^1 \frac{1}{h(x)} dx \right]^2 \quad (38)$$

Onde

$K_r$  = coeficiente de permeabilidade em função da sucção do solo (m/s)

Substituindo as equações (16) para umidade volumétrica e (17) na equação (38), tem-se a equação (39). E substituindo  $x$  por  $y^m$  nesta, tem-se a equação.

$$K_r(\Theta_n) = \Theta_n^{1/2} \left[ \int_0^{\Theta_n} \left[ \frac{x^{1/m}}{1 - x^{1/m}} \right]^{1/n} dx \bigg/ f(1) \right]^2 \quad (39)$$

$$K_r(\Theta_n) = \Theta_n^{1/2} \left[ \int_0^{1/\Theta_n} y^{m-1+1/n} (1-y)^{-1/n} dy \bigg/ f(1) \right]^2 \quad (40)$$

Utilizando o modelo de Mualem (1976) para a relação entre  $m$  e  $n$  visto na equação (18), o termo  $m-1+1/n$  iguala-se a zero. Junto com o fato de que  $f(1) = 1$  a equação (40) torna-se a (41).

$$K_r(\Theta_n) = \Theta_n^{1/2} \left[ 1 - \left( 1 - \Theta_n^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad (41)$$

Substituindo novamente as equações (16) e (17) agora na equação (41), tem-se a equação (42) proposta por van Genuchten (1980) para a relação entre o coeficiente de permeabilidade do solo com valores de sucção. Lembrando que a relação proposta por Mualem (1976) pela equação (18) deve ser obedecida.

$$K_r(h) = \frac{\left\{ 1 - (\alpha h)^{n-1} \left[ 1 + (\alpha h)^n \right]^{-m} \right\}^2}{\left[ 1 + (\alpha h)^n \right]^{m/2}} \quad (42)$$

## 2.2 Estabilidade de taludes

Segundo Gerscovich (2012), a análise de estabilidade de um talude é realizada para se determinar se há a possibilidade de ocorrer um deslizamento de solo no local. Essa determinação é realizada calculando-se o valor do fator de segurança, definido de maneira geral pela razão entre as tensões cisalhantes mobilizadas e a resistência ao cisalhamento do solo, como mostra a equação (43). Tem-se então, que seja este valor de segurança maior que um o talude está estável, e igual a um que há o deslizamento. Fatores de segurança menores que a unidade não têm significado físico, já que o deslizamento já ocorreu quando ele era igual a um, entretanto em simulações ele caracteriza o talude como instável.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (43)$$

Onde

$FS$  = fator de segurança;

$\tau_f$  = resistência ao cisalhamento (kPa);

$\tau_{mob}$  = tensão cisalhante mobilizada (kPa);

### 2.2.1 Método de análise

Para a determinação do fator de segurança na análise de estabilidade de taludes abordagens determinísticas vêm sendo geralmente usadas. Este tipo de abordagem é as vezes criticada por projetistas, que dizem que a variabilidade dos parâmetros geotécnicos e o pequeno número de amostras utilizadas em ensaios exigem que sejam realizadas abordagens probabilísticas, onde um tratamento estatístico é realizado para incorporar estas incertezas ao cálculo, como menciona Gerscovich (2012).

Segundo a mesma autora, a abordagem determinística pode ser dividida ainda em duas, a teoria de equilíbrio limite, e a análise de tensões.

Na abordagem da teoria de equilíbrio limite uma superfície de ruptura numa seção do talude é determinada,

e o equilíbrio da massa ativa de solo acima desta superfície é verificado. Este equilíbrio é calculado por meio de equações da estática, como o equilíbrio de esforços horizontais ou o equilíbrio entre os momentos instabilizantes e estabilizantes.

Para esta abordagem é necessário assumir que o fator de segurança por toda a superfície de ruptura é constante, e que o deslizamento, ou seja que o fator de segurança atinja um valor igual a um, acontece simultaneamente por toda a superfície de ruptura. A determinação da superfície de ruptura com menor fator de segurança, ou superfície crítica, é feita através do método da tentativa e erro.

As vantagens da abordagem da teoria de equilíbrio limite estão na simplicidade do método e na precisão dos resultados. Entretanto, algumas suposições e hipóteses simplificadoras podem assumir um comportamento do solo incompatível com a realidade como, por exemplo, a constância do valor do fator de segurança por toda a superfície de ruptura implica que o solo age como um material rígido plástico, e não elastoplástico como deveria.

A abordagem da análise de tensões é baseada na análise de tensão e deformação do solo. Métodos como dos elementos finitos ou das diferenças finitas são utilizados.

A vantagem da análise de tensões está na possibilidade de assumir a anisotropia ou não homogeneidade do solo, assim como relações não lineares entre a tensão e a deformação. A abordagem permite a análise do deslizamento por ruptura progressiva, onde áreas rompidas, ou plastificadas, são identificadas sem que seja necessário determinar uma superfície de ruptura. Não é necessário assumir que o deslizamento ocorre simultaneamente por uma superfície.

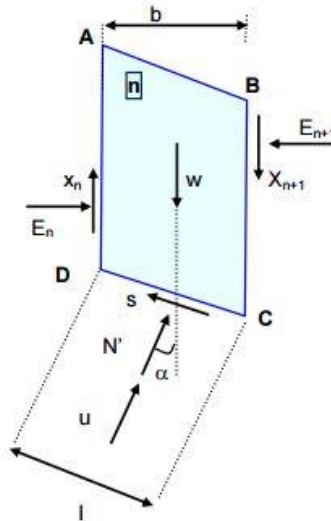
O método de análise de estabilidade de taludes utilizado neste trabalho foi deduzido utilizando a abordagem da teoria de equilíbrio limite visto até aqui.

### 2.2.2 Método das fatias

O método das fatias consiste em dividir a região superior à suposta superfície de ruptura do talude em várias

fatias verticais. Realiza-se, então, o equilíbrio de esforços em cada uma destas fatias, onde o fator instabilizante é o peso do solo contido na fatia, e o fator estabilizante é a resistência ao cisalhamento na base da fatia. Os esforços inicialmente considerados são o peso do solo ( $W$ ), a resistência ao cisalhamento ( $s$ ), o esforço de reação normal à base da fatia ( $N'$ ), a poro-pressão ( $u$ ), os esforços normais interlamelares ( $X$ ), e os esforços cisalhantes interlamelares ( $E$ ), de acordo com Gerscovich (2012). Os esforços em uma fatia podem ser visualizados na Figura 8.

Figura 8: Esforços na fatia



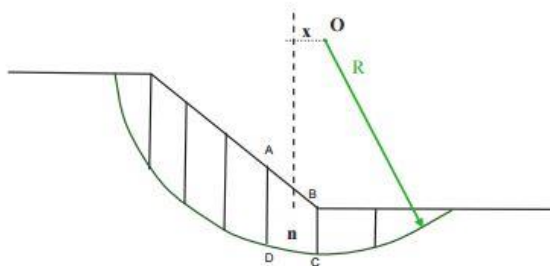
Fonte: Gerscovich (2012)

Para a determinação das fatias deve-se ficar atento ao fato de que na base da uma fatia não pode haver dois materiais diferentes. Também deve-se ter em mente que, tanto na base quanto no topo, não pode haver uma mudança na inclinação. Mesmo que a superfície seja circular, as bases das fatias são tidas como retas para o cálculo.

Segundo Gerscovich (2012), para a determinação do fator de segurança utiliza-se a equação do equilíbrio de momentos. Os momentos são calculados em relação ao centro do círculo da superfície de ruptura. O equilíbrio então é calculado pela razão entre somatório dos momentos estabilizantes de todas as fatias e o somatório dos momentos instabilizantes.

Em uma superfície circular, os momentos estabilizantes são dados pela multiplicação entre os esforços cisalhantes de resistência e seu braço de alavanca. Caso a superfície seja circular, todas as fatias possuem o mesmo raio ( $R$ ) e, portanto, todos os esforços resistentes possuem o mesmo braço de alavanca iguais a este raio. Os momentos instabilizantes são calculados pela multiplicação do peso de cada fatia pelo braço de alavanca ( $x$ ). Os braços de alavanca das fatias estão ilustrados na Figura 9. O raio é direcionado diretamente ao centro da base de cada fatia, ou seja, em uma superfície circular os esforços normais possuem um braço de alavanca nulo. Neste caso os esforços normais agem indiretamente nos momentos ao influenciar no valor dos esforços verticais de cada fatia. Caso a superfície não seja circular os esforços normais devem ser considerados no cálculo dos momentos. Nesta análise, considera-se que os momentos das forças interlamelares se anulam, ou seja, seu somatório é ignorado.

Figura 9: Corte do talude mostrando as fatias e braços de alavanca dos esforços



Fonte: Gerscovich (2012)



Utilizando o critério de ruptura para solos saturados para a determinação da resistência ao cisalhamento, como na equação (31), obtém-se a equação (44) como expressão para o fator de segurança.

$$FS = \frac{\sum c' l + (N' - u_w l) \tan \varphi'}{\sum W_i \sin \alpha_h} \quad (44)$$

Onde

$l$  = largura da base da fatia;

$\alpha_h$  = ângulo entre a inclinação da base da fatia com a linha horizontal;

$W_i$  = peso da fatia;

$N'$  = esforço de reação, normal à base da fatia.

Esse modelo faz algumas simplificações, visto que ao se contar o número de equações disponíveis e o número de incógnitas existentes, verifica-se que o problema é estaticamente indeterminado. Existem quatro equações para cada fatia, duas para o equilíbrio de forças, uma para o equilíbrio de momentos, e uma para a envoltória de resistência. Tem-se então  $4n$  equações, sendo  $n$  o número de fatias. As incógnitas existentes em todas as fatias são o esforço tangencial na base ( $s$ ), a força normal na base da fatia ( $N'$ ), e a localização desta força normal na base da fatia, em um total de  $3n$  incógnitas. Três outras incógnitas estão presentes entre as fatias, sendo elas as forças tangenciais e normais entre as fatias, e o ponto de aplicação delas. Estas incógnitas somam um total de  $n-1$  incógnitas para o problema cada, totalizando  $n-3$ . E para toda a superfície de ruptura tem-se um fator de segurança como última incógnita. Tem-se então um total de  $6n-2$  incógnitas para o problema. As simplificações são então necessárias para que o problema se torne estaticamente determinado, segundo Gerscovich (2012).

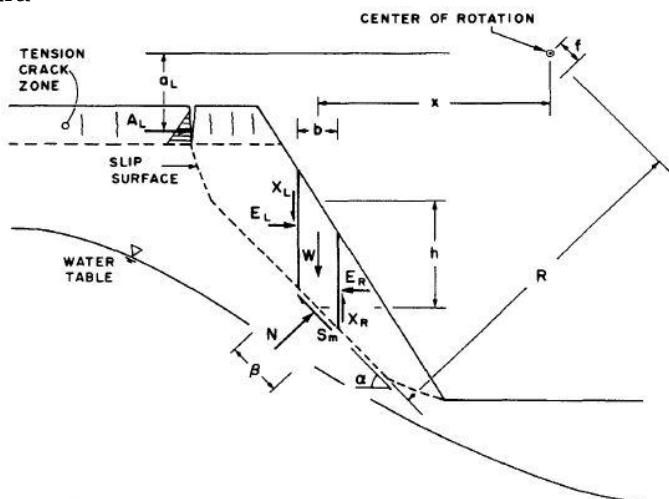
Com a intenção de determinar quais simplificações gerariam um cálculo mais representativo da situação real, diversos métodos foram desenvolvidos ao longo dos anos. Dentre eles os mais conhecidos para análise em solos

saturados são os de Bishop (1958), de Fellenius (1936), e para superfícies não circulares os métodos de Jambu (1954) e Morgenstern e Price (1965). O método utilizado neste trabalho foi desenvolvido por Fredlund (1991), pois este considera os parâmetros de solos não saturados em seu cálculo.

### 2.2.3 Método de Rahardjo e Fredlund (1991)

O método proposto por Rahardjo e Fredlund (1991) é derivado do método das fatias. Portanto, os princípios explicados no item anterior, como a estimativa de uma superfície de ruptura e a divisão da região superior a ela em fatias, são também utilizados. Este método foi desenvolvido para tratar de problemas envolvendo superfícies de ruptura circulares ou não circulares, solos no estado não saturado, e também a possível presença de trincas superficiais devido ao ressecamento do solo. A Figura 10 ilustra todas as variáveis consideradas pelo método.

Figura 10: Esforços agindo em uma fatia em uma superfície de ruptura



Fonte: Fredlund, *et al.* (1991)

Na Figura 10,  $W$  é peso do solo na fatia;  $S_m$  é o esforço resistente de cisalhamento na base da fatia;  $N$  é o esforço normal de reação na base da fatia;  $X_L$  e  $X_R$  são os esforços de cisalhamento interlamelares na esquerda e direita da fatia, respectivamente;  $E_L$  e  $E_R$  são os esforços normais interlamelares na esquerda e direita da fatia, respectivamente;  $h$  é a altura da fatia, medida do centro da base ao centro da superfície do talude;  $b$  é a largura da fatia, medida no eixo horizontal;  $\beta$  é a largura da fatia medida no eixo da base da fatia;  $x$  é o braço de alavanca do esforço  $W$  até o centro de rotação;  $R$  é o raio da superfície de ruptura, e também o braço de alavanca do esforço  $S_m$  até o centro de rotação;  $f$  é o braço de alavanca do esforço  $N$ ;  $a$  é o ângulo que a base da fatia faz com o eixo horizontal;  $A_L$  é o esforço gerado pela água que infiltra nas trincas superficiais, e  $a_L$  é seu braço de alavanca em relação ao centro de rotação.

Dois métodos para a incorporação dos parâmetros de solos não saturados à estabilidade de taludes foram criados por Rahardjo e Fredlund (1991). Estes métodos se chamam: Método da Resistência ao Cisalhamento Extendida, e Método da Coesão Total.

### 2.2.3.1 Método da Resistência ao Cisalhamento Extendida

Este método utiliza a equação do equilíbrio de momentos, expressa na equação (45), para a análise da estabilidade do talude.

$$A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf - \sum S_m R = 0 \quad (45)$$

As incógnitas da equação (45) estão descritas na Figura 10. Os esforços  $A_L$  e  $W$  podem ser determinados respectivamente pela densidade da água e a profundidade das trincas superficiais, e pela densidade do solo e as dimensões da fatia. Os esforços  $S_m$  e  $N$  devem ser determinados por meio de equações matemáticas.

O esforço  $S_m$  pode ser expressado conforme a equação (46). Substituindo  $\tau_f$  conforme o critério de ruptura para solos não saturados expresso na equação (36), e adicionando-se

um fator de segurança que minora a resistência ao cisalhamento, tem-se a equação (47).

$$S_m = \tau_f \beta \quad (46)$$

$$S_m = \frac{\beta}{F} \left[ c' + (\sigma' - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \tan \varphi^b \right] \quad (47)$$

O esforço normal na base da fatia ( $N$ ) é obtido através da soma dos esforços verticais na fatia, expresso pela equação (48). Substituindo a equação (47) na equação (48), e substituindo o termo  $\sigma' \beta$  por  $N$ , tem-se a equação (49) para o valor de  $N$ .

$$W - (X_R - X_L) - S_m \sin \alpha - N \cos \alpha = 0 \quad (48)$$

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha}{F} + u_a \frac{\beta \sin \alpha_h}{F} (\tan \varphi' - \tan \varphi^b) + u_w \frac{\beta \sin \alpha_h}{F} \tan \varphi^b}{m_\alpha} \quad (49)$$

Onde  $m_\alpha$  é dado pela equação (50).

$$m_\alpha = \frac{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \varphi')}{F} \quad (50)$$

Este método não ignora os esforços interlamelares. Os esforços  $E_R$  e  $E_L$  são determinados através da combinação do equilíbrio de esforços horizontais da fatia com o equilíbrio de esforços verticais, expressos pelas equações (51) e (48), respectivamente. O resultado desta combinação pode ser visto na equação (52).

$$E_R - E_L + S_m \cos \alpha - N \sin \alpha_h = 0 \quad (51)$$

$$E_R = E_L + \left[ W - (X_R - X_L) \right] \tan \alpha_h - \frac{S_m}{\cos \alpha_h} \quad (52)$$

Os esforços normais são determinados de fatia em fatia, da esquerda para a direita. O primeiro esforço à esquerda é considerado nulo caso não haja esforços provenientes da pressão causada pela água nas trincas

superficiais. Caso haja água nas trincas, o primeiro esforço à esquerda tem um valor igual ao esforço gerado pela água ( $A_L$ ).

Para que seja possível obter o valor do esforço normal interlamelar à direita utilizando a equação (52), é necessário ainda determinar uma relação entre os esforços interlamelares normais ( $E$ ) e cisalhantes ( $X$ ). Morgenstern e Price (1965) propuseram a função matemática expressa na equação (53) para esta relação.

$$X = \lambda f(x)E \quad (53)$$

Onde

$\lambda$  = constante que determina a porcentagem em que a função  $f(x)$  influencia na relação entre  $X$  e  $E$ ;

$f(x)$  = função que descreve a relação entre  $X$  e  $E$ .

Combinando a equação (45) do equilíbrio de momentos com as equações (47) e (49), expressões respectivas dos esforços  $S_m$  e  $N$ , tem-se a equação (54) para a determinação do fator de segurança dado pelo equilíbrio de momentos ( $F_M$ ).

$$F_M = \frac{\sum \left[ c' \beta R + \left\{ N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a \beta \left( 1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right\} R \tan \phi' \right]}{A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf} \quad (54)$$

Em muitas análises pode-se assumir a poro-pressão do ar ( $u_a$ ) como igual à atmosférica, ou seja, nula. Neste caso a equação (54) pode ser simplificada à equação (55).

$$F_M = \frac{\sum \left[ c' \beta R + \left( N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) R \tan \phi' \right]}{A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf} \quad (55)$$

Rahardjo e Fredlund (1991) propõe ainda uma expressão gerada por meio do equilíbrio de esforços horizontais na fatia. Neste caso, o somatório de todos os esforços normais interlamelares se anulam e, portanto, não são utilizados no cálculo. Os esforços normais à base da

fatia, de resistência ao cisalhamento, e gerados pela água nas trincas superficiais são considerados, como pode ser visto na equação (56) de equilíbrio horizontal.

$$\sum S_m \cos \alpha_h - \sum N \sin \alpha_h - A_L = 0 \quad (56)$$

Substituindo os valores de  $S_m$  e  $N$  obtidos das equações (47) e (49) na equação (56), tem-se a equação (57) para o fator de segurança dado pelo equilíbrio de esforços horizontais.

$$F_M = \frac{\sum \left[ c' \beta \cos \alpha_h + \left\{ N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a \beta \left( 1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right\} \tan \phi' \cos \alpha_h \right]}{A_L + \sum N \sin \alpha_h} \quad (57)$$

A equação (57) também pode ser simplificada considerando a poro-pressão do ar como nula, resultando na equação (58).

$$F_M = \frac{\sum \left[ c' \beta \cos \alpha_h + \left( N - u_w \beta \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \tan \phi' \cos \alpha_h \right]}{A_L + \sum N \sin \alpha_h} \quad (58)$$

Para encontrar os valores dos fatores de segurança nas equações (54) a (58) é necessário a utilização de um método iterativo, visto que o fator de segurança está presente no termo  $N$ , e assim então dos dois lados da equação.

A ideia deste método, assim como em outros métodos derivados do método das fatias, é obter o fator de segurança para diversos centros de curvatura da superfície de ruptura. De todos os fatores de segurança obtidos, o menor é dado como o fator de segurança da estabilidade do talude. Isso é necessário em casos em que o deslizamento ainda não ocorreu. Em análise em que o deslizamento já tenha ocorrido a superfície de ruptura é conhecida.

Devido a necessidade de métodos iterativos, assim como da determinação do fator de segurança em diversos pontos, o fator de segurança da estabilidade de um talude

é geralmente determinado por meio de programas computacionais.

Estudos realizados por Fredlund *et al.* (1992) envolveram a utilização deste método e o *software* PC-SLOPE. Neste estudo o *software* permitiu o uso de parâmetros do solo não saturado, como a sucção matricial e seu ângulo de atrito, como dados de entrada.

Foi também considerado a não linearidade da relação da relação entre a sucção matricial e a resistência ao cisalhamento. Foi então utilizado o modelo bilinear proposto por Fredlund *et al.* (1987), onde até o ponto de entrada de ar o valor do ângulo de atrito em respeito à sucção matricial ( $\varphi^b$ ) é igual ao ângulo de atrito efetivo ( $\varphi'$ ). Quando o valor da sucção matricial se torna superior ao de entrada de ar, um novo  $\varphi^b$  foi adotado.

Outro ponto foi observado por este estudo ao realizar diversas análises alterando o valor de  $\lambda$ , parâmetro que relaciona os esforços interlamelares  $E$  e  $X$ . O valor da função  $f(x)$  foi mantido igual a um. Neste estudo, os valores de fatores de segurança obtidos pela equação referente ao equilíbrio de esforços horizontais ( $F_F$ ) tiveram significantes variação, ao contrario dos obtidos pela equação do equilíbrio de momentos ( $F_M$ ). Estudos realizados por Ching *et al.* (1984) também mostram que métodos baseados no equilíbrio de momentos geram valores mais consistentes de fatores de segurança.

### 2.2.3.2 Método da Coesão Total

Para a utilização do método da resistência ao cisalhamento estendida é necessário um *software* que interprete dados relativos à parâmetros do solo não saturado. O método da coesão total, proposto por Rahardjo e Fredlund (1991), permite que *softwares* escritos para a análise de dados para solo saturados sejam utilizados para problemas envolvendo solos não saturados.

A ideia deste método é incorporar a sucção matricial na coesão efetiva do solo, gerando um novo parâmetro chamado de coesão aparente. A resistência ao cisalhamento

é então dada pela equação (59), e a coesão aparente pela equação (60).

$$S_m = \frac{\beta}{F} [c + (\sigma' - u_w) \tan \phi'] \quad (59)$$

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (60)$$

Onde

c = coesão aparente (kPa).

Várias camadas de solo acima do nível da água devem ser traçadas, de acordo com o perfil de sucção matricial deste solo na situação em que se deseja realizar a análise. Para cada uma destas camadas um valor de coesão aparente (*c*) deve ser adotado, relativo ao valor de sucção matricial na camada. Os valores de poro-pressão da água e do ar devem ser ditos como nulos. Na a região abaixo do nível da água o solo está saturado e, portanto, deve-se utilizar os parâmetros para solos saturados normalmente.

A desvantagem deste método se dá ao fato de que a variação da coesão não se dá de forma continua. Além de que é necessária a discretização do solo em todas as camadas estipuladas.



## **2.3 Ensaios**

Neste item é apresentado uma revisão sobre os ensaios de campo e laboratório utilizados para a realização deste trabalho.

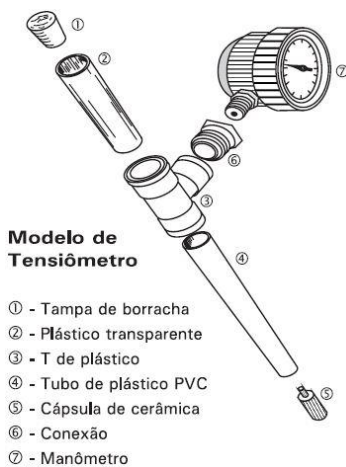
### **2.3.1 Ensaios de campo**

#### **2.3.1.1 Tensiômetro de campo**

O tensiômetro de campo é um instrumento utilizado para medir valores de sucção do solo. O instrumento em si consiste de uma pedra porosa em sua base posicionada abaixo de um tubo. Este tubo é cheio de água e emerticamente fechado, e ligado a um manômetro ou vacuômetro no topo. O princípio do ensaio é basicamente colocar a pedra porosa em contato com o solo. O solo, quando não saturado, irá sugar a água do tubo através da pedra porosa, reduzindo a pressão dentro do tubo, segundo Camargo *et al.* (1982). Os valores de sucção são então obtidos de forma direta. Tensiômetros que utilizam vacuômetros na medição da pressão interna são mais simples de operar, sendo então mais comumente utilizados. Tensiômetros com manômetros de mercúrio entretanto, são mais precisos, como afirmam de Azevedo e da Silva (1999). A Figura 11 ilustra os componentes de um tensiômetro de campo.

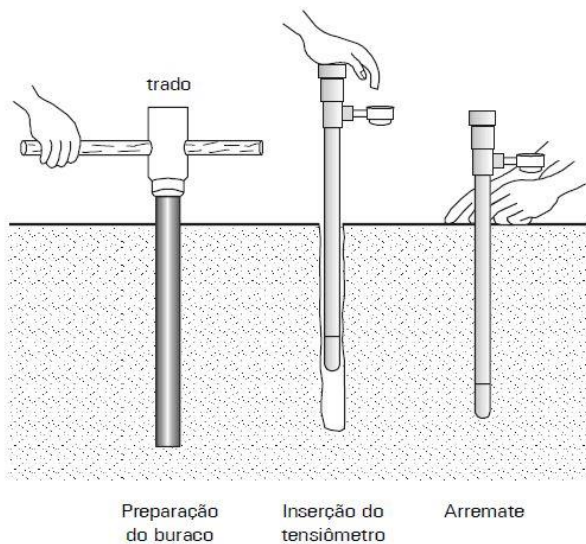
Para posicionar o tensiômetro no solo deve-se primeiro realizar um buraco no solo com o auxílio de um trado ou outro equipamento, visto que a pedra porosa é muito frágil para que ele possa ser cravado. A pedra porosa deve ser na profundidade em que é desejado a obtenção da sucção do solo. Sua instalação está ilustrada na Figura 12.

Figura 11: Componentes de um tensiômetro de campo



Fonte: de Azevedo e da Silva (1999)

Figura 12: Instalação de um tensiômetro de campo



Fonte: de Azevedo e da Silva (1999)

Tensiômetros de campo estão limitados a medições de no máximo 1 atm, ou 100 kPa, ou as vezes até menos dependendo da qualidade da pedra porosa. Isso acontece devido ao efeito de cavitação. Devido à geometria de alguns pequenos poros é possível que não aconteça a completa dissolução do ar na água quando a pedra porosa é saturada. Essas microbolhas presas dentro do sistema se expandem com o aumento da sucção. Quando isso ocorre a pressão medida pelo equipamento será próxima à pressão do ar no sistema, de modo que a leitura dos valores de sucção fica comprometida, de acordo com Ng e Menzies (2007). Medidas propostas por Marinho e Souza Pinto como um tratamento químico e a aplicação de uma pressão de 3.5 MPa por vinte e quatro horas no sistema mostraram reduzir os efeitos da cavitação, permitindo medições de até 650 kPa.

## 2.3.2 Ensaios de laboratório

### 2.3.2.1 Caracterização física do solo

Amostras deformadas foram retiradas para realização de ensaios laboratoriais, com o objetivo de a determinar a caracterização física do perfil do talude. Os ensaios compreendem:

a) Análise granulométrica, realizada de acordo com a ABNT (1984a). Para isso foram realizados ensaios de peneiramento e sedimentação.

b) Limites de Atterberg, onde índice de plasticidade é determinado a partir dos ensaios de limite de liquidez, conforme normatiza a ABNT (1984b), e limite de plasticidade, de acordo com a ABNT (1984c).

c) Determinação da massa específica real dos grãos, por meio da ABNT (1984d).

### 2.3.2.2 Ensaio para a determinação do coeficiente de permeabilidade

Dois ensaios de laboratório são comumente utilizados para a determinação do coeficiente de permeabilidade de do solo. O ensaio a ser escolhido depende da composição

granulométrica do solo, segundo Das (2013). Para solos com granulometria mais grossa o ensaio de carga constante é utilizado. De acordo com a norma brasileira, ABNT (1995b), a mesma que prescreve o método do ensaio, em solos com menos de 10% do material passante na peneira de abertura de 0,075 mm deve ser realizado o ensaio de carga constante. Para solos com mais de 10% de materiais finos deve ser realizado o ensaio de carga variável, prescrito pela norma ABNT (2000).

De acordo com Das (2013), a determinação do coeficiente de permeabilidade, também chamado de condutividade hidráulica, segue o princípio da Lei de Darcy para a velocidade de descarga da água, onde esta é igual à multiplicação do coeficiente de permeabilidade com o gradiente hidráulico, como na equação (61). O gradiente hidráulico por sua vez está expresso na equação (62).

$$v = ki \quad (61)$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (62)$$

Onde

$v$  = velocidade de descarga da água (m/s);

$k$  = coeficiente de permeabilidade (m/s);

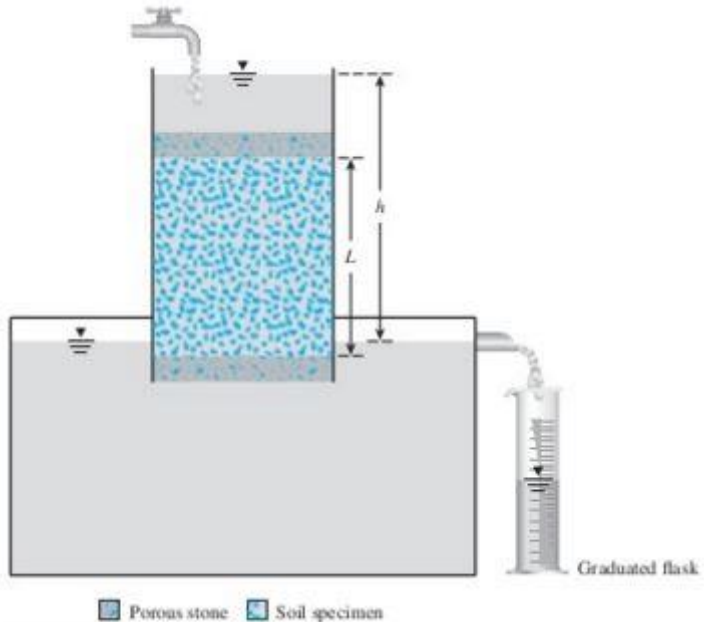
$i$  = gradiente hidráulico (adimensional);

$\Delta h$  = perda de carga (m);

$L$  = distância em que a água percorre dentro do solo, onde há a perda de carga (m)

O ensaio de carga constante consiste em manter uma carga de água em um corpo de prova geralmente cilíndrico, e medir o fluxo de que passa por este corpo de prova, como mostra a Figura 13. Para manter a carga de água constante deve-se ter um fluxo de água no reservatório superior maior do que o fluxo de água que passa pelo solo, garantindo que o nível de água neste reservatório não abaixe. Também deve haver um ladrão no reservatório superior para que o excesso de água escoe, e o nível de água se mantenha constante.

Figura 13: Ensaio de permeabilidade a carga constante



Fonte: Das (2013)

O coeficiente de permeabilidade é calculado com os valores de carga hidráulica e vazão medidos, assim como as dimensões do corpo de prova. Sabendo que o fluxo de água pode ser expresso tanto pela razão entre o volume de água pelo tempo quanto pela multiplicação da velocidade da água com a área que ela passa, conforme as respectivas equações (63) e (64), combinando estas tem-se a equação (65) para o volume de água que percorre o solo.

$$q = \frac{Q}{t} \quad (63)$$

$$q = Av \quad (64)$$

$$Q = Avt \quad (65)$$

Onde

$q$  = fluxo de água ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$Q$  = volume de água acumulado ( $m^3$ );  
 $t$  = tempo de percolação (s);  
 $A$  = área do corpo de prova ( $m^2$ )  
 $v$  = velocidade de descarga da água (m/s)

Substituindo  $v$  na equação (65) pelas equações (61) e (62) e rearranjando a equação de modo a isolar o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) tem-se a equação (66)

$$k = \frac{QL}{Aht} \quad (66)$$

Onde  $h$  é a carga de água e  $A$  e  $L$  são as respectivas área e altura do corpo de prova indicados na Figura 13. O volume de água que percola através do corpo de prova ( $Q$ ) deve ser medido em função do tempo ( $t$ ), de modo a ter todos os dados para calcular o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ).

Este ensaio é ideal para solos com valores relativamente altos de coeficiente de permeabilidade. Em solos com granulometria mais fina, em que geralmente seu coeficiente de permeabilidade é baixo, o ensaio de carga variável é recomendado devido ao fato do fluxo de água ser muito baixo e comprometer medições, segundo de Souza Pinto (2011).

A Figura 14 esquematiza o ensaio de permeabilidade a carga variável. Neste ensaio existe a variação da carga de água  $dh$ , que pode ser observado pela variação do nível de água na bureta localizada acima do corpo de prova. A determinação do coeficiente de permeabilidade por este ensaio é realizada sabendo-se que o fluxo de água na bureta é igual ao fluxo de água que percola através do solo.

O fluxo de água que percola através do corpo de prova é expresso utilizando-se a Lei de Darcy. A equação (67) que deste fluxo é obtida ao se substituir  $v$  da equação (64) pelas equações (61) e (62). O fluxo de água pela bureta é medido multiplicando-se a área da bureta com a razão da variação de carga pela variação do tempo, como mostra a equação

$$q = k \frac{h}{L} A \quad (67)$$

$$q = -a_b \frac{dh}{dt} \quad (68)$$

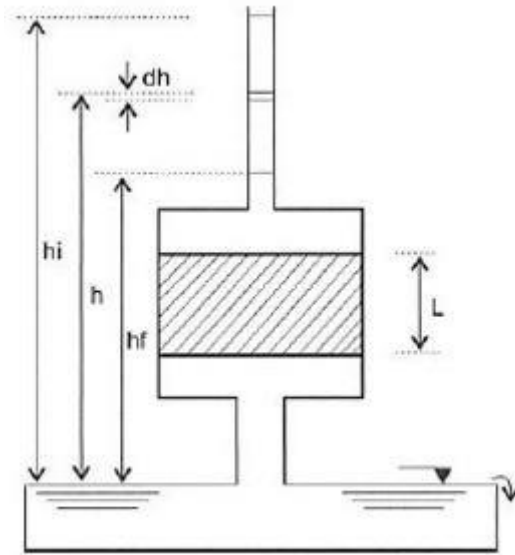
Onde

$a_b$  = área da bureta ( $m^2$ );

$dh$  = variação de carga (m);

$dt$  = variação do tempo que leva a variação de carga (s)

Figura 14: Ensaio de permeabilidade a carga variável



Fonte: de Souza Pinto (2011)

Igualando-se as equações (67) e (68), e isolando-se  $dh$  de  $dt$  tem-se a equação (69).

$$\frac{dh}{h} = -k \frac{A}{a_b L} t \quad (69)$$

Integrando o lado esquerdo da equação (69) para os limites inicial de  $h_i$  e final  $h_f$ , e o lado direito para os limites inicial de 0 e final de  $t$ , tem-se a equação (70). Rearranjando esta, e substituindo a base dos logaritmos tem-se a equação

(71), utilizada para a determinação dos valores de coeficiente de permeabilidade.

$$\ln \frac{h_i}{h_f} = -k \frac{A}{a_b L} t \quad (70)$$

$$k = 2,303 \frac{a_b L}{At} \log_{10} \frac{h_i}{h_f} \quad (71)$$

Para o cálculo de  $k$ , devem ser realizadas medições periódicas da variação da altura do nível de água na bureta  $h_i - h_f$  dado certo intervalo de tempo. De acordo com ABNT (2000), o valor do coeficiente permeabilidade deve ser igual a média de quatro valores relativamente próximos, onde não é observado nem a tendência de crescimento nem de redução de  $k$ . Devem ser realizadas, portanto, medições suficientes para que este critério seja atendido.

### 2.3.2.3 Ensaio do papel filtro para a determinação da curva de retenção

Como explicado anteriormente, a curva de retenção é traçada de acordo com a relação entre a sucção de um solo com a quantidade de água em seu interior, geralmente dado pela umidade ou grau de saturação. Os últimos são relativamente fáceis de se obter em laboratório. Valores de sucção, entretanto, exigem ensaios mais complexos. Com o intuito de medir ou induzir sucções em solos para analisar seu comportamento diversos métodos de ensaio foram desenvolvidos. Dentre estes existem métodos diretos, como a translação de eixos em uma placa de pressão de alta entrada de ar, tensiômetro, ou simples placas de sucção, e métodos indiretos utilizando psicrômetros e papéis filtro, afirmam Pan *et al.* (2010).

O método de determinação de valores de sucção utilizado neste trabalho para o desenvolvimento da curva de retenção foi o do papel filtro. Este método, de acordo com Fredlund *et al.* (1995), possui os benefícios de ser de relativa simples aplicação, barato e permite ser utilizado tanto para valores baixo de sucção quanto para valores altos.



Entretanto, o método não pode ser automatizado, e demonstra certa inacurácia.

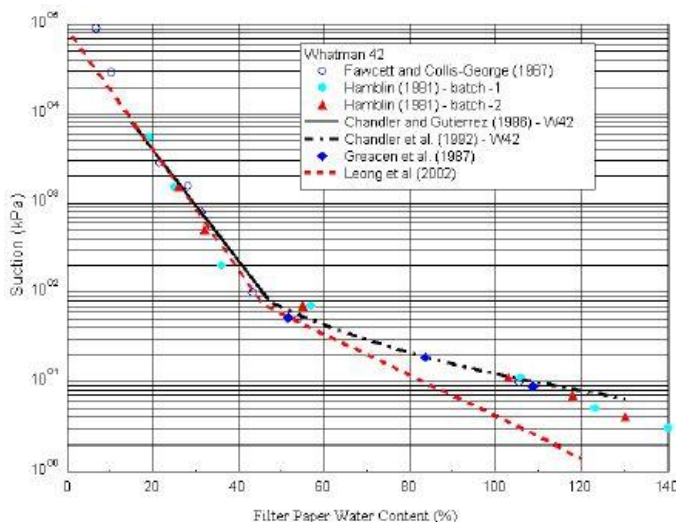
Dentre a grande variedade de marcas de papel filtro utilizados, os mais mencionados na literatura são os modelos Whatman 42 e Schleicher & Schuell n° 589, afirmam Borges *et al.* (2010).

A medição de sucção utilizando o papel filtro consiste em posicionar um papel padrão em um corpo de prova, de modo que haja fluxo de água entre os dois até que seja atingido um equilíbrio. Quando este é atingido o solo e o papel filtro possuem sucções idênticas. A sucção do papel filtro é então determinada de acordo com sua umidade, utilizando uma curva de calibração, de acordo com Bicalho *et al.* (2007).

O papel filtro pode ser utilizado estando em contato com o solo ou não. Em contato direto com o solo a medição realizada refere-se ao valor de sucção matricial do solo, visto que não há uma membrana semi-permeável entre o solo e o papel para que haja troca de água devido à sucção osmótica. Quando o papel não está em contato com o solo, a troca de umidade acontece devido ao fluxo de vapor. Neste caso, o ar entre o papel e o solo atua como uma membrana semi-permeável visto que há apenas troca de água e não de sais, como afirmam Marinho e Oliveira (2006). Estudo realizados por Fredlund *et al.* (1995) concluíram que medições utilizando papel filtro sem contato com o solo tiveram valores com baixa precisão para valores de sucção menores que 100 kPa, ao contrário do papel em contato com o solo.

Para a obtenção dos valores de sucção do papel filtro utilizando sua umidade várias curvas de calibração foram desenvolvidas. Segundo Marinho e Oliveira (2006), A calibração do papel filtro é feita fazendo com que o papel atinja o equilíbrio de sucção com algum equipamento em que é possível determinar ou medir a sucção. É bastante usual a utilização da placa de pressão, placa de sucção ou o edômetro. Após isso a umidade de papel é determinada secando-o em estufa. Curvas de calibração feitas para o papel filtro Whatman 42 são mostradas na Figura 15.

Figura 15: Curvas de calibração determinadas para o papel filtro do tipo Whatman 42



Fonte: Marinho e Oliveira (2006)

A equação (72) foi proposta por Chandler *et al.* (1992) para a curva de calibração do papel filtro Whatman 42.

$$\begin{aligned} \log \psi &= 4,84 - 0,0622 \log w_{pf} \rightarrow w_{pf} \leq 47 \\ \log \psi &= 6,05 - 2,48 \log w_{pf} \rightarrow w_{pf} > 47 \end{aligned} \quad (72)$$

Onde

$w_{pf}$  = umidade do papel filtro (%);

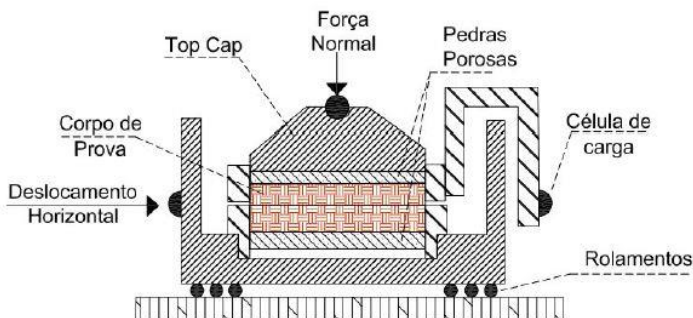
$\psi_m$  = sucção matricial (kPa)

#### 2.3.2.4 Ensaio de cisalhamento direto

Entre os ensaios existentes para a determinação dos parâmetros de resistência do solo, como coesão e ângulo de atrito, destacam-se os ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial. Os ensaios triaxiais se mostram mais precisos em seus resultados, mas devido ao fato dos ensaios de cisalhamento direto serem mais baratos, mais rápido e simples de executar, estes são mais comumente realizados, afirma Boehl (2011).

O ensaio de cisalhamento direto, como o nome supõe, consiste basicamente em aplicar uma tensão cisalhante a um corpo de prova, geralmente de base quadrada e pequena espessura. Para isso o corpo de prova é posicionado dentro de uma caixa de mesma largura e comprimento. A caixa possui uma separação horizontal localizada exatamente no centro de onde fica o corpo de prova. Durante o ensaio uma das metades da caixa se move com velocidade constante, enquanto a outra se mantém fixa, de modo que o corpo de prova cislhe num plano horizontal. Uma célula de carga mede a carga em que é solicitado o solo devido à deformação horizontal. É aplicado também no corpo de prova uma tensão normal, gerada por uma carga vertical aplicada no seu topo. A Figura 16 ilustra os componentes de um ensaio de cisalhamento direto.

Figura 16: Componentes de um equipamento utilizado para ensaios de cisalhamento direto



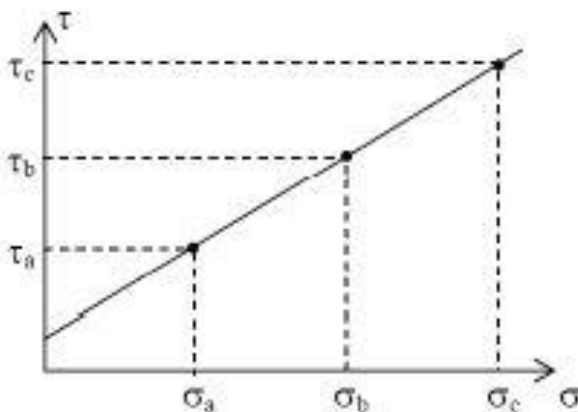
Fonte: Godoi (2014)

Para a determinação da coesão e do ângulo de atrito de um solo por meio deste ensaio são necessárias ao menos três medições de tensões cisalhantes, obtidas com a aplicação de diferentes tensões normais. É importante lembrar que ao se calcular as tensões normais e cisalhantes pela razão entre as cargas determinadas ou medidas pela área do corpo de prova, deve-se corrigir esta área considerando sua deformação horizontal.

Em posse dos valores de tensão traça-se a envoltória de Mohr-Coulomb em um gráfico tensão normal por tensão

cisalhante. O valor onde a envoltória intercepta o eixo da tensão cisalhante, ou seja, onde a tensão normal é nula, é a coesão do solo. E o ângulo que a envoltória faz com o eixo horizontal é o seu ângulo de atrito. Um exemplo de envoltória de Mohr-Coulomb pode ser visto na Figura 17.

Figura 17: Envoltória bidimensional de Mohr-Coulomb



Fonte: Godoi (2014)

O ensaio é geralmente realizado inundando a célula em que está o corpo de prova com o intuito de se ter uma situação próxima à saturação do solo. É necessário que pedras porosas sejam então colocadas na base e no topo do corpo de prova para permitir que haja o escoamento da água de dentro do solo quando este é submetido a cargas durante a realização do ensaio.

Godoi (2014) ressalta que existem alguns problemas com o uso do ensaio. Não é possível fazer a medição da poropressão no corpo de prova, de modo que valores de tensão efetiva não podem ser determinados, e também não se consegue verificar os parâmetros de Skempton para que haja certificação de que o corpo de prova está de fato saturado. Também não é possível realizar ensaios em que o corpo de prova esteja na situação não drenada, todos os ensaios de cisalhamento direto são drenados. Outro problema é o fato de o plano de ruptura ser induzido no

corpo de prova, onde não necessariamente seria seu plano mais frágil. Assume-se, entretando, que a tensão cisalhante máxima que o solo suporta acontece no plano horizontal que foi solicitado durante o ensaio. Maccarini (1993) diz também que não é possível obter dados relevantes da relação entre tensão e deformação por meio do ensaio de cisalhamento direto. Apesar de sua relativa menor praticidade, o ensaio triaxial não apresenta nenhum destes problemas.



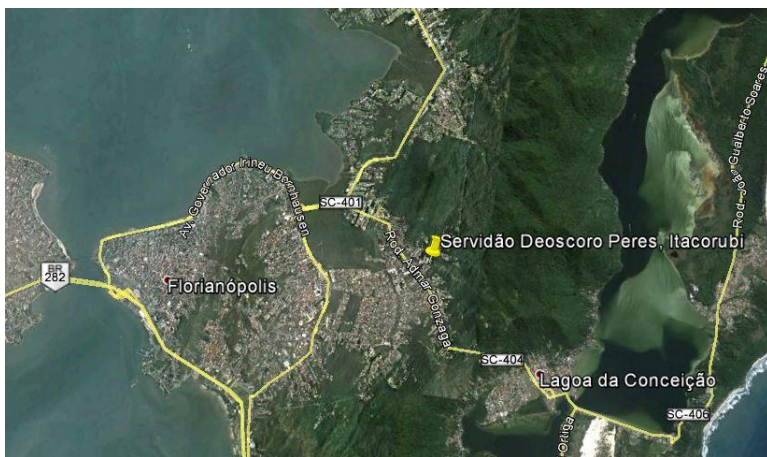
### 3      **ÁREA DE ESTUDOS**

A descrição da área de estudos foi realizada com base na localização do talude investigado e na descrição da geologia local.

#### **3.1      Localização do talude estudado**

A área de estudo se localiza no município de Florianópolis, no Estado de Santa Catarina. O talude na servidão Deoscoro Peres, no bairro do Itacorubi na região central da Ilha de Florianópolis. A localização geográfica do local é mostrada na Figura 18.

Figura 18: Localização do local de estudo



Fonte: Google Earth

A área está localizada nas coordenadas 27°35'6,54" de latitude sul, e 48°29'45,14" de longitude oeste.

A Figura 19 apresenta uma foto da face do talude, tirada no dia 13/04/2015.

Figura 19: Foto da face do talude



Fonte: produzido pelo autor

### 3.2 Clima

O clima da região é do tipo *Cfa* segundo a classificação de Köppen, o que caracteriza um clima subtropical úmido. De acordo com da Silva *et al.* (2014), a temperatura média anual no município de Florianópolis é de 20,3° C, e uma umidade relativa do ar média anual de 82%.

Silva *et al.* (2004) aponta que a média anual das precipitações na região, analisando chuvas entre 1911 e 2003, é de 1531 mm. Foi registrado, entretanto, uma precipitação de 2673 mm no ano de 1983, ano em que ocorreu o evento *El Niño*.

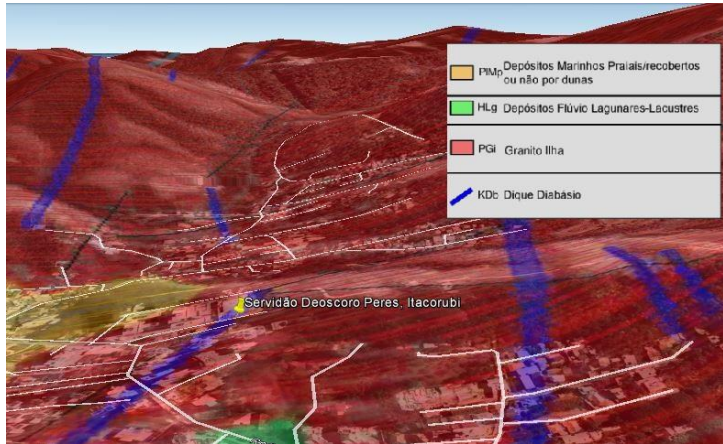
### 3.3 Mapa geológico

De acordo com o mapa geológico da Ilha de Santa Catarina desenvolvido por Tomazzoli e Pellerin (2014), observa-se que a área de estudo está localizada sobre um dique de diabásio. Na Figura 20, o mapa geológico foi



sobreposto a uma foto aérea da ilha. O traço azul, indicado na legenda indica que a região está sobre o dique.

Figura 20: Mapa geológico da Ilha de Santa Catarina sobreposto à área de estudo

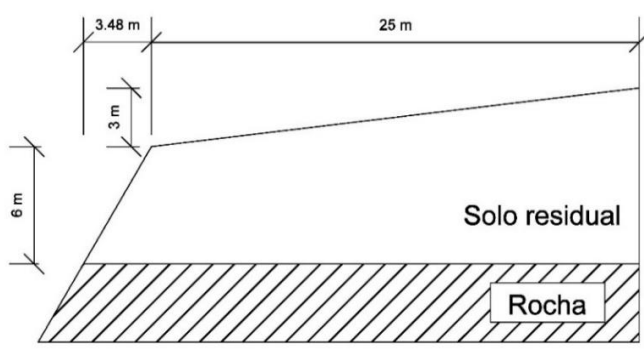


Fonte: modificado de Tomazzoli e Pellerin (2014) e Google Earth

### 3.4 Corte do talude

As dimensões do talude foram determinadas utilizando uma trena a laser. O corte do talude e suas dimensões estão ilustrados na Figura 21.

Figura 21: Dimensões do corte do talude



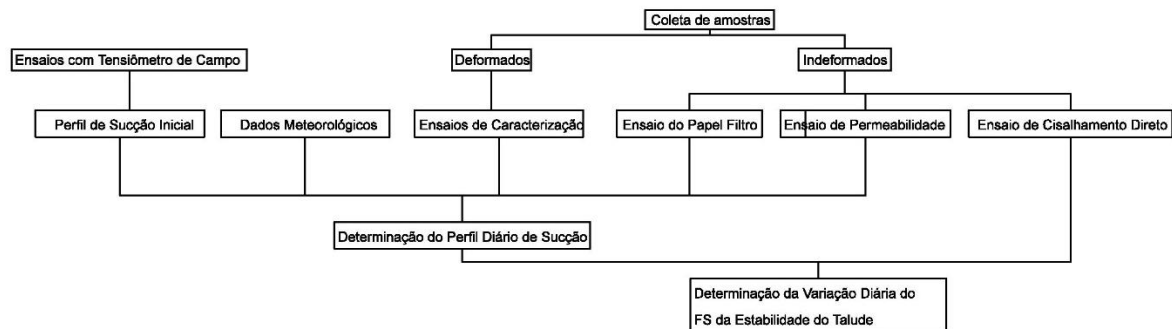
Fonte: produzido pelo autor



## **4 MÉTODO**

Um resumo do método utilizado está apresentado no fluxograma da Figura 22.

Figura 22: fluxograma do método utilizado



Fonte: produzido pelo autor

## **4.1 Ensaios de campo**

Os ensaios de campo utilizados neste trabalho foram realizados em conjunto com os mestrandos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC Gabriel Bellina e Narayana Saniele. Sendo assim, quando se menciona dados produzidos pelo autor neste item e no correspondente aos resultados (Item 5.1.2), entende-se que a autoria dos dados pertence aos mestrandos também.

### **4.1.1 Execução do ensaio do tensiômetro de campo**

Os valores de sucção matricial de campo foram determinados utilizando tensiômetros de campo do tipo comentado anteriormente e ilustrado na Figura 11. A data em que estes dados foram coletados foi 13 de abril de 2015, portanto, esta data foi escolhida para o início das análises diárias do perfil de sucção do talude.

Os valores de sucção foram determinados para quatro diferentes profundidades do solo, a 30, 50, 70 e 90 cm. Os tensiômetros foram posicionados em furos feitos no solo com o auxílio de um trado. Este furo tinha um diâmetro muito próximo com o diâmetro da pedra porosa no fundo do tensiômetro, para garantir o contato dela com o solo. O tensiômetro foi mantido assim até que houvesse o equilíbrio de sucção entre a pedra porosa e o solo. Assumiu-se que o equilíbrio foi atingido quando não havia mais variação visível nas medições de pressão do tubo de água hermeticamente fechado. Quando as medições no manômetro se estabilizaram, o valor foi adotado para a sucção do solo naquela profundidade.

## **4.2 Ensaios de laboratório**

Os dados de ensaios de laboratório utilizados neste trabalho foram realizados em conjunto com a mestranda Narayana Saniele do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC. Sendo assim, neste item e nos correspondentes aos resultados dos ensaios (itens 5.1.1, 5.1.4 e 5.1.5), quando se refere a dados produzidos pelo autor, entende-se que a mestranda também possui autoria dos dados.

### **4.2.1 Ensaios de caracterização**

Amostras deformadas de solo foram coletadas de campo para a realização de ensaios de caracterização. As amostras foram divididas para cada 20 a 30 cm de profundidade, até a profundidade de 2,1 m, totalizando nove amostras. As amostras foram secas ao ar livre e destorroadas.

Primeiramente, o teor de umidade de cada amostra foi determinado com a utilização da estufa para a secagem de uma pequena porção de solo. Em sequência, o peso de cada amostra foi obtido, e elas então foram peneiradas na peneira de 2 mm de abertura e lavadas para a realização do peneiramento grosso.

Do material passante, foi separado material suficiente para a realização dos ensaios de massa específica dos grãos e granulometria fina. Uma porção do solo foi deixada por 24 horas em imersão em água destilada em dois béqueres, para a determinação da massa específica dos grãos. O material de cada um dos béqueres foi posto em um picnômetro de 500 ml com a adição de água destilada, e então sujeito a uma pressão negativa de 66 mmHg por duas etapas de 15 minutos. O peso dos picnômetro cheios com a mistura de água e solo e somente com água foram obtidos para a determinação da massa específica dos grãos. O ensaio foi realizado conforme estipula a ABNT (1984d).

O material separado para granulometria fina foi primeiramente tratado com uma solução defloculante por 12 horas para o ensaio de sedimentação. O material foi então

introduzido a uma proveta de 1 litro, e esta cheia com água destilada. A proveta foi agitada, e depois deixada em completo repouso, onde medições periódicas foram feitas com um densímetro. Após a última leitura de 24 horas, o material foi lavado em uma peneira de abertura de 0.075 mm e peneirado. Seguiu-se para a realização deste ensaio a norma da ABNT (1984a).

Do material restante uma parte foi separada e peneirada com a peneira de abertura de 0,425 mm para a realização dos ensaios dos limites de Atterberg. O índice de plasticidade de cada solo foi determinado da diferença entre as umidades no limite de liquidez e limite de plasticidade. O limite de liquidez foi determinado utilizando o método de Casagrande. Para o limite de liquidez foi determinada a umidade em que o solo se fragmente ao se fazer com ele um cilindro de exatamente 3 mm com as mãos. Para estes ensaios foram utilizadas as normas ABNT (1984b) e ABNT (1984c).

#### 4.2.2 Determinação do coeficiente de permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade do solo foi determinado por meio de um ensaio de carga variável, realizado de acordo com recomendações da ABNT (2000).

Um corpo de prova cilíndrico foi moldado de uma amostra indeformada retirada do local de estudo. O peso do corpo de prova foi de 1622,81 g, com uma umidade de 41,92%. Foram medidos quatro diâmetros no topo e na base do corpo de prova, e quatro alturas, utilizando os valores médios para os ensaios. As dimensões do corpo de prova estão na Tabela 1.

O corpo de prova foi posicionado dentro do cilindro de ensaio, acima de uma camada de material granular. Uma camada de bentonita foi cuidadosamente posicionada entre as laterais do corpo de prova e o cilindro, de modo a garantir que a água fluísse apenas pelo corpo de prova. Por último foi colocado mais uma camada granular em cima do corpo de prova, e ele então foi devidamente selado.

Tabela 1: Dimesões do corpo de prova para ensaio de permeabilidade a carga constante

Medição	1	2	3	4	Média
Diâmetro Topo (cm)	10,230	10,310	10,300	10,050	10,223
Diâmetro Base (cm)	10,130	10,130	10,225	10,150	10,159
Altura (cm)	11,710	11,745	11,860	11,855	11,793
Média dos diâmetros (cm)	10,191				

Fonte: produzido pelo autor

Um reservatório de água, a cerca de um metro de altura do cilindro, foi conectado à base do cilindro de modo que houvesse um fluxo de baixo para cima de água no corpo de prova. Este foi deixado assim por 24 horas a fim de que saturasse.

Após a saturação, a base do cilindro foi conectada a uma bureta de 6 mm de diâmetro, e nesta foi colocado água de modo que houvesse uma coluna de água inicial de 98,4 cm imposta ao corpo de prova. Após aberta a válvula que permitia o fluxo no solo, medições periódicas da variação do nível de água na bureta foram realizadas.

Para cada período de tempo, os valores do coeficiente de permeabilidade do solo foram calculados pela equação (71).

A média e desvio padrão dos valores foram calculados, e valores discrepantes desconsiderados. Foram considerados discrepantes valores maiores que a soma da média com duas vezes o desvio padrão, e valores menores que a média menos duas vezes o desvio padrão. Eliminados estes valores, a média e desvio padrão foram recalculados e valores discrepantes novamente eliminados. Prosseguiu-se assim até que não houvesse mais valores discrepantes.

#### 4.2.3 Determinação da curva de retenção utilizando o método do papel filtro

O ensaio do papel filtro foi realizado em um corpo de prova cilíndrico moldado a partir de uma amostra indeformada do local de estudo. Foram realizadas quatro medições do diâmetro e três de altura utilizando um paquímetro, e foi tomado a média como valor definitivo. A



Tabela 2 mostra as dimensões do corpo de prova. Foi determinado para o corpo de prova uma umidade de 40.43%, e, por meio do ensaio do picnômetro, uma massa específica dos grãos igual a 2.891 g/cm<sup>3</sup>. O corpo de prova tinha um peso úmido igual a 1468.7 g, e com isso foram calculadas as massas específicas úmida e seca de 1.71 e 1.22 g/cm<sup>3</sup>, respectivamente.

Tabela 2: Dimensões do corpo de prova utilizado no ensaio do papel filtro

Medição	1	2	3	4	Média
Altura (cm)	10,59	10,75	10,715	10,545	10,65
Diâmetro (cm)	10,11	10,165	10,15		10,142

Fonte: produzido pelo autor

Os valores de sucção do corpo de prova foram determinados utilizando o método da secagem, onde o corpo de prova é primeiro saturado e, conforme ele seca com o tempo, diversas medições de sucção são realizadas para diferentes umidades. Foi necessário então saturar o corpo de prova. Para isso foram utilizadas as relações entre índices físicos dados por de Souza Pinto (2011) e Das (2013). Foi calculado um valor de 1.38 para o índice de vazios, e com isso um valor de 1544.4 g para o peso saturado do corpo de prova. As variações volumétricas foram desprezadas nessa primeira análise, mas consideradas nos cálculos de saturação para as diferentes medições de sucção no decorrer do ensaio. Isso implica apenas que o corpo de prova não estava completamente saturado quando a primeira medição foi realizada, mas próximo à saturação. O umedecimento do corpo de prova foi feito lentamente por meio de esguichos periódicos de água.

Um pedaço de papel filtro do tipo Whatman 42 previamente pesado foi colocado em contato com o corpo de prova, e este foi envolvido com um filme plástico de modo a não permitir a perda de umidade e garantir que o papel filtro estivesse em completo contato por todo o período. O corpo de prova foi deixado assim por ao menos uma semana, tempo necessário para que a sucção do solo entre em equilíbrio com a do papel filtro, de acordo com estudos de

Marinho e Oliveira (2006). Após isso foi determinado a umidade do papel filtro após mantê-lo em estufa a 100°C por 24 horas. O valor de sucção do papel filtro é calculado utilizando a curva de calibração proposta por Chandler *et al.* (1992). O corpo de prova foi pesado para a determinação de sua umidade e grau de saturação, utilizando as equações dos índices físicos, e supondo que todo o peso perdido do corpo de prova foi de água. O corpo de prova foi brevemente deixado secar ao ar livre, e então um novo pedaço de papel filtro foi colocado em contato para a próxima medição. Este processo foi repetido dez vezes.

#### 4.2.4 Determinação dos parâmetros de resistência de um solo não-saturado por meio de ensaios de cisalhamento direto

A determinação dos parâmetros de resistência do solo, ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ), ângulo de atrito em respeito ao aumento da sucção matricial ( $\phi^b$ ), e a coesão efetiva ( $c'$ ), foi realizada conforme o modelo de envoltória de resistência proposta por Fredlund *et al.* (1978).

Primeiro foi realizado um ensaio de cisalhamento direto com os corpos de prova inundados para traçar a envoltória de Mohr-Coulomb com sucção matricial nula. O ensaio foi realizado em três estágios de carregamento, com valores de tensão normal inicial iguais a 50, 100 e 150 kPa. Os corpos de prova tinham base quadrada de 10,16 cm de lado e altura de 2 cm. Os corpos de prova foram posicionados dentro da célula do equipamento semelhante ao detalhado na seção 2.3.2.4, a carga referente às respectivas tensões normais foi aplicada ao topo do corpo de prova, água introduzida ao sistema e deixou que ele saturasse por 24 horas.

Cada corpo de prova foi rompido a uma velocidade constante de 0,307 mm/min, enquanto uma célula de carga media o esforço cisalhante, e um transdutor a deformação vertical. A deformação horizontal era determinada pelo tempo desde o início do ensaio, visto que a velocidade de cisalhamento era constante.

Após o ensaio os três valores de tensão cisalhante e normal no momento de ruptura do solo foram determinados. A melhor curva foi traçada com estes valores em um gráfico tensão normal pela tensão cisalhante, utilizando o método dos mínimos quadrados. Desta curva foram determinados o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) e coesão efetiva ( $c'$ ) do solo saturado.

A próxima etapa seria então a realização dos ensaios para a determinação dos parâmetros do solo não saturado. Três novas envoltórias de Mohr-Coulomb a diferentes valores de sucção matricial foram traçadas. Devido a falta de um ambiente que controlasse a sucção do solo durante o ensaio, tentar traçar as envoltórias com três estágios de carregamento a valores idênticos de sucção seria inviável. Os ensaios foram realizados apenas para o primeiro estágio então. Foi assumido que o valor do ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) se manteria invariado, independente do valor de sucção matricial atuando no solo. A equação (36) para o modelo proposto por Fredlund *et al.* (1978) supõe essa invariabilidade do ângulo de atrito efetivo, e trabalhos realizados por alguns pesquisadores confirmam que esta hipótese ou atestam que poucos erros resultam desta simplificação, Ho e Fredlund (1982), Krahm *et al.* (1989), Oliveira (2004), e Marinho *et al.* (2013).

Para a determinação da sucção matricial de cada um dos três corpos de prova, eles foram deixados em contato com um papel filtro e envoltos em plástico filme por oito dias. Após o equilíbrio de sucção entre o solo e o papel filtro, foram obtidos valores de sucção matricial iguais a 62, 89 e 115 kPa, utilizando a curva de calibração. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com uma tensão normal inicial de 50 kPa para cada corpo de prova. Nestes ensaios não foi adicionado água, e as etapas de consolidação foram bastante breves para evitar que o corpo de prova perdesse umidade.

Com os valores de tensão cisalhante e normal de ruptura foram traçados os círculos de Mohr. Com o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) e os círculos foi possível traçar as três envoltórias de resistência para cada valor de sucção matricial.

Para a determinação do ângulo de atrito em respeito à variação de sucção matricial do solo ( $\varphi^b$ ), foram pegos os valores de coesão das quatro envoltórias de Mohr-Coulomb traçadas. Estes valores foram colocados em um gráfico sucção matricial por tensão cisalhante, e foi traçada a melhor reta. O ângulo  $\varphi^b$  é o ângulo que esta reta faz com o eixo das abscissas.

### 4.3 Análise computacional

#### 4.3.1 Determinação dos parâmetros da curva de retenção de acordo com a equação de van Genuchten

A curva de retenção foi traçada utilizando a equação (73), proposta por van Genuchten e Nielsen (1985). Para isso foram utilizados os valores de sucção matricial e umidade gravimétrica obtidos pelo ensaio do papel filtro.

$$w = w_r \frac{(w_s - w_r)}{\left[1 + (\alpha h)^n\right]^m} \quad (73)$$

Foi inicialmente utilizado o *software SoilVision 4.23* para a obtenção dos parâmetros  $n$ ,  $m$  e  $a$ . Este *software* usa um modelo matemático para a determinação dos parâmetros, dados como entrada os valores de sucção matricial e umidade, e por isso se mostra mais preciso, de acordo com Oliveira (2015).

Entretanto, o *software VS2DHI* utilizado para a determinação do perfil de sucção do solo faz a simplificação proposta por Maulem (1976) para os parâmetros  $m$  e  $n$  da curva, como na equação (18). O programa então não aceita valores de  $m$  como entrada, este sendo calculado em função de  $n$ , e valores de  $n$  devem ser maiores que 1.

Por conta disso a curva teve que ser corrigida. A curva original obtida utilizando o *software SoilVision 4.23* foi traçada utilizando o *Microsoft Excel*, e encima desta uma outra curva foi traçada baseada na equação (73). Os valores de  $n$ ,  $m$  e  $a$  desta segunda curva foram manipulados obedecendo os requisitos do modelo de Maulem, até que as duas curvas se sobrepossem. Os parâmetros da segunda curva foram então utilizados nas futuras análises.

#### 4.3.2 Determinação do perfil de sucção do solo

Para a determinação do perfil de sucção do solo foi utilizado o programa VS2DHI. Este *software* permite a simulação bidimensional do movimento de água em solos saturados e não saturados utilizando elementos finitos,

segundo Lappala *et al.* (1987). Dentre os métodos de cálculo para os valores de sucção e coeficiente de permeabilidade do solo não saturado disponíveis, o escolhido nesta análise foi o proposto por van Genuchten (1980).

Uma simulação do efeito da variação entre períodos de precipitação de chuva e evaporação da água no solo foi realizada. A simulação foi feita para o período de tempo compreendido entre as datas de 13/04/2015, data dos ensaios com o tensiômetro de campo, e 31/07/2015.

Tabela 3: Coordenadas dos vértices do talude desenhado no software VS2DHI

Ponto	1	2	3	4
Coordenadas no Eixo x	0,00	25,00	3,80	0,00
Coordenadas no Eixo z	0,00	3,00	13,00	13,00

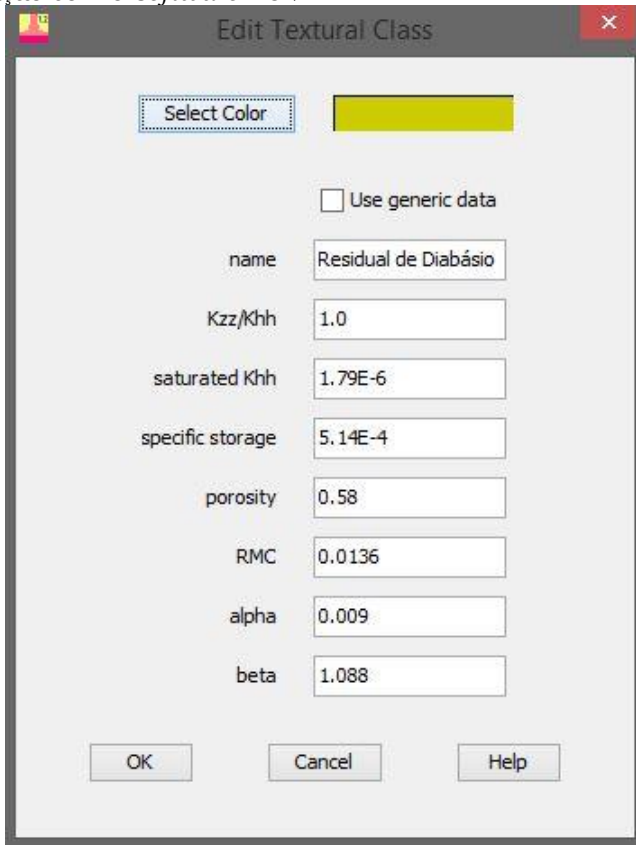
Fonte: produzido pelo autor

Foi desenhado o corte do talude com as dimensões determinadas em campo, como mostra a Figura 24. A escala do desenho está em 1m por unidade de medida. As linhas amarelas no topo e na face do talude representam superfícies sujeitas a precipitações ou evaporação de água, e a linha alaranjada no fundo, superfícies em que o fluxo de água é permitido. Na linha preta na face à esquerda no desenho não é permitido o fluxo de água, visto que o talude continua além daquele limite. As linhas numeradas cruzando o corte representam o perfil de poro-pressão de água inicial no solo. Os números representam o valor da poro-pressão da água naquela linha em metros de coluna de água, e este varia linearmente entre cada linha. Como a poro-pressão do ar considerada é atmosférica, estes valores são iguais à sucção no solo. As duas cores no interior do corte representam dois tipos de solo, na camada superior marrom o solo residual de diabásio, e na camada cinza inferior rocha. As coordenadas dos vértices do talude estão na Tabela 3.

As unidades de medida utilizadas na simulação foram metro para comprimentos e distância, segundo para períodos de tempo e Joule para unidades de energia.

Os parâmetros de entrada para o solo residual de diabásio são mostrados na Figura 23.

Figura 23: Parâmetros do solo residual de diabásio utilizado na simulação com o *software* VS2DHI

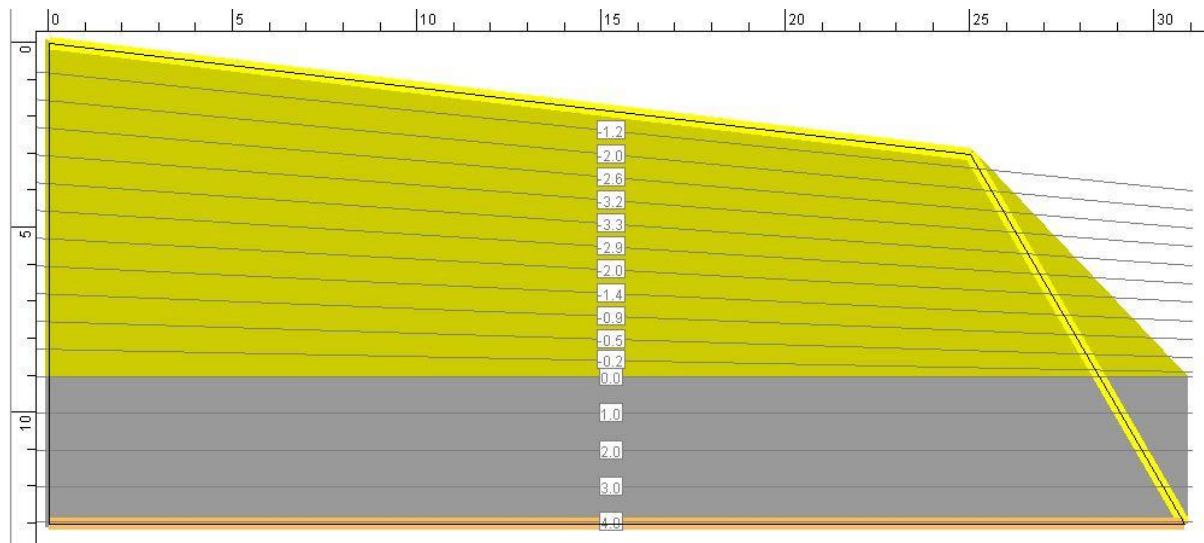


The image shows a screenshot of the 'Edit Textural Class' dialog box from the VS2DHI software. The dialog box has a title bar with a small icon on the left and a close button (X) on the right. Inside the dialog, there is a 'Select Color' button with a yellow color swatch next to it. Below this is a checkbox labeled 'Use generic data'. The main area of the dialog contains several input fields for soil parameters, each with a label on the left and a text box on the right. The parameters and their values are: 'name' (Residual de Diabásio), 'Kzz/Khh' (1.0), 'saturated Khh' (1.79E-6), 'specific storage' (5.14E-4), 'porosity' (0.58), 'RMC' (0.0136), 'alpha' (0.009), and 'beta' (1.088). At the bottom of the dialog are three buttons: 'OK', 'Cancel', and 'Help'.

Parameter	Value
name	Residual de Diabásio
Kzz/Khh	1.0
saturated Khh	1.79E-6
specific storage	5.14E-4
porosity	0.58
RMC	0.0136
alpha	0.009
beta	1.088

Fonte: *software* VS2DHI

Figura 24: Corte do talude desenhado para a análise utilizando o *software* VS2DHI



Fonte: *software* VS2DHI



O parâmetro adimensional  $K_{zz}/K_{hh}$  representa a razão entre a permeabilidade do solo no sentido vertical pela no sentido horizontal, foi considerado nesta simulação que o solo é isotrópico, portanto não há diferença entre as permeabilidades. *Saturated  $K_{hh}$*  é o coeficiente de permeabilidade do solo saturado em m/s, determinado por meio de ensaios de laboratório. *Porosity* é a porosidade adimensional do solo, determinada pelas equações (74) e (75) de índices físicos. A massa específica dos grãos foi determinada pelo ensaio do picnômetro realizado no material retirado do boloco indeformado do campo. A masas específica do solo seco foi obtida pelos dados do ensaio do papel filtro.

$$n_p = \frac{e}{1 + e} \quad (74)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (75)$$

Onde

$n_p$  = porosidade do solo;

$e$  = índice de vazios do solo;

$\gamma_s$  = massa específico dos grãos do solo (g/cm<sup>3</sup>);

$\gamma_d$  = massa específico seco do solo (g/cm<sup>3</sup>);

*Specific storage* é o armazenamento específico do solo, cuja unidade é 1/m. Ele é dado pela equação (76), de acordo com Lappala *et al.* (1987).

$$S_s = \rho_w g (n_p \beta_c + \alpha_c) \quad (76)$$

Onde

$S_s$  = armazenamento específico (1/m);

$\rho_w$  = massa específica da água (g/cm<sup>3</sup>);

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

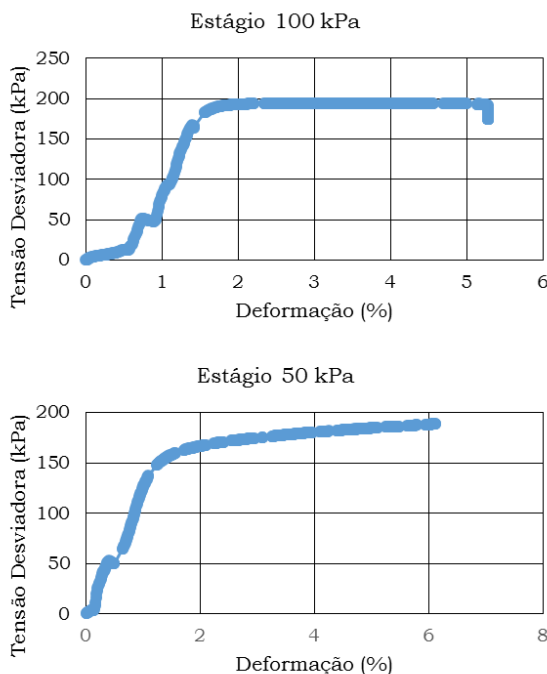
$\beta_c$  = compressibilidade da água (1/Pa);

$\alpha_c$  = compressibilidade do solo (1/Pa)

De acordo com Fine e Millero (1973) a compressibilidade da água a uma temperatura de 20°C e pressão atmosférica é igual a  $4,87 \cdot 10^{-10}$  Pa<sup>-1</sup>.

Para a determinação da compressibilidade do solo foram realizados dois ensaios triaxiais para a determinação do módulo de Young ( $E$ ). Os ensaios foram não drenados, e tiveram pressões confinantes efetivas iniciais de 50 kPa e 100 kPa. Os módulos de Young ( $E$ ) foram determinados pela razão da tensão desviadora pela deformação do corpo de prova no momento da ruptura. O módulo utilizado foi a média entre os dois. A Figura 25 mostra as curvas de tensão desviadora pela deformação dos dois ensaios. Os valores obtidos foram de 137,1 kPa de tensão desviadora para uma deformação de 1,2% no primeiro estágio, e 148,9 kPa para 1,6%, resultando num módulo de Young ( $E$ ) igual a 11,5 MPa.

Figura 25: Curvas de tensão desviadora pela deformação de ensaios triaxiais dos estágios de 50 e 100 kPa de pressão confinante efetiva



Fonte: produzido pelo autor

De acordo com Mohajerani *et al.* (2011), a compressibilidade drenada isentrópica do solo ( $\beta_c$ ) pode ser determinado do módulo de Young ( $E$ ) utilizando a equação (77). O valor de  $\beta_c$  obtido foi de  $5,22 \cdot 10^{-8} \text{ 1/Pa}$ .

$$\beta_c = \frac{1}{E} \left[ (1 - 4\nu_{xy}) + 2 \frac{\nu_{xy}}{\nu_{yx}} (1 - \nu_{yz}) \right] \quad (77)$$

Onde

$E$  = módulo de Young do solo (Pa);

$\nu_{xy} = \nu_{yx}$  = módulo de Poisson no plano (x,y);

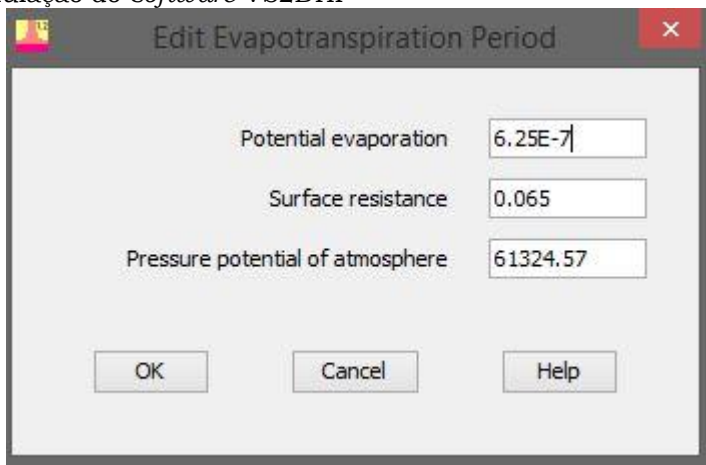
$\nu_{yz}$  = módulo de Poisson no plano (y,z)

$RMC$  é a umidade gravimétrica residual ( $w_r$ ) obtida da curva de retenção. E os parâmetros *alpha* e *beta* são os valores de  $a$  e  $n$  respectivamente, também parâmetros da equação (73) de van Genuchten para a curva de retenção.

Nos períodos de recarga da simulação períodos de evaporação foram intercalados entre períodos de chuva, onde não foi simulado evaporação. Os dados de chuva foram fornecidos da estação meteorológica da Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina (EPAGRI) localizada no bairro do Itacorubi, Florianópolis. Valores horários de chuva em m/s foram importados no *software*.

Para a simulação da evaporação da água, três parâmetros de entrada foram necessários. A Figura 26 mostra os valores destes parâmetros para o primeiro período de evaporação. A simulação de evaporação foi dividida em períodos de 24 horas, visto que os dados utilizados para o cálculo dos parâmetros foram obtidos para 24 horas. Estes dados foram obtidos do Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa (BDMEP) do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), na estação meteorológica 83897 localizada em Florianópolis. Foram dados os parâmetros de evaporação para todos os dias compreendidos no período de análise, mesmo que houvesse chovido em alguns destes dias. Isto porque é provável que nestes dias não tivesse chovido durante todas as horas do dia. De qualquer maneira, nos horários em que é simulado a chuva, não é simulado evaporação.

Figura 26: Parâmetros do primeiro período de evaporação utilizados na simulação do *software* VS2DHI



Parameter	Value
Potential evaporation	6.25E-7
Surface resistance	0.065
Pressure potential of atmosphere	61324.57

Fonte: *software* VS2DHI

O parâmetro *Potential evaporation* é a evaporação potencial durante o período dado m/s. Este parâmetro foi calculado utilizando as equações de Penman, conforme instrui Zotarelli *et al.* (2010). Para este cálculo foram necessários dados diários de temperaturas máxima, média e mínima em °C, umidade relativa do ar, velocidade do vento em m/s, obtidos pelo BDMEP. Dados mensais de radiação solar em MJ/m<sup>2</sup>dia também utilizados, foram estimados a partir de valores medidos no ano de 2000 por Tiba *et al.* (2000).

*Surface resistance* é a resistência superficial dada em 1/m. De acordo com recomendações de Lappala *et al.* (1987) esse valor deve ser igual à profundidade do nó superior do grid. O nó está localizado no centro entre quatro linhas do grid, duas horizontais e duas verticais. O grid escolhido tem 100 linhas horizontais e verticais, espaçadas entre si por 0,13 m e 0,31 m respectivamente. O valor de resistência superficial é a metade do espaçamento entre as linhas horizontais superiores, portanto igual a 0,065 1/m.

*Pressure potential of atmosphere* é a pressão potencial da atmosfera, dada em metros. Este parâmetro pode ser calculado utilizando a equação (78) de Kelvin.

$$H_A = \frac{RT \ln(u_r)}{m_w g} \quad (78)$$

Onde

$H_A$  = pressão potencial da atmosfera (m);

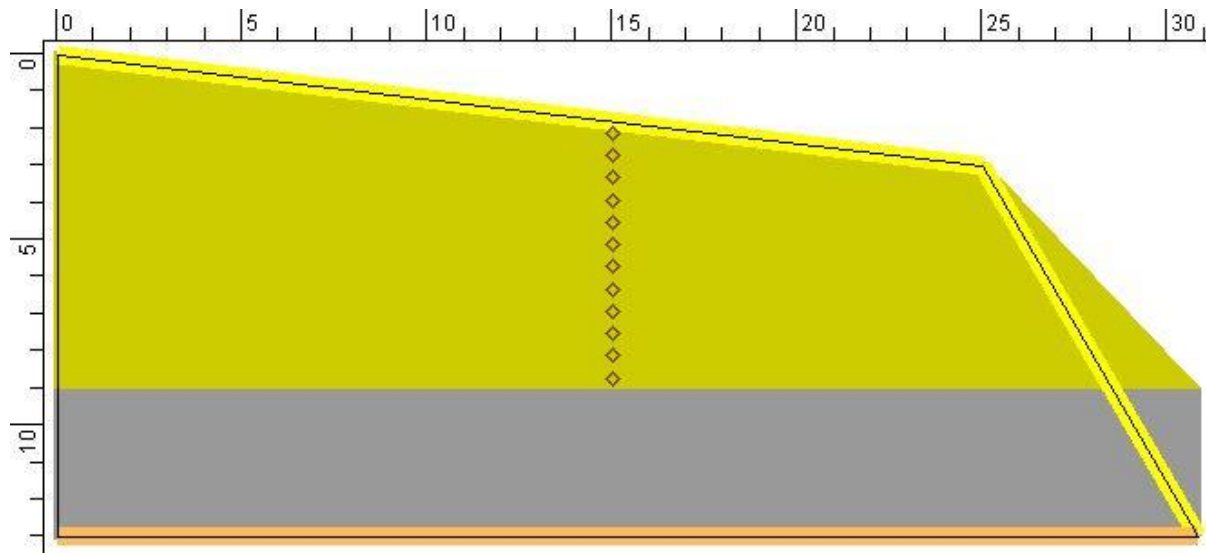
$R$  = constante universal dos gases (J/molK);

$u_r$  = umidade relativa do ar (kg/mol);

$m_w$  = massa molecular da água;

Foram colocados pontos de observação no corte localizados a 10 metros da crista do talude, ou seja, a 10 m do vértice localizado nas coordenadas (25,00; 3,00) na Figura 27, com profundidades crescentes de 0,6 metros. Totalizaram 12 pontos de observação. Nestes pontos foram obtidos os valores de poro-pressão da água em metros de coluna de água a cada 24 horas. Dada a poro-pressão do ar igual a atmosférica, foram calculados os valores de sucção matricial em kPa para cada ponto de observação e período. Camadas de solo com mesma profundidade foram discretizadas no *software* utilizado para os cálculos da estabilidade do talude, e os valores de sucção de cada camada foram introduzidos nos parâmetros de resistência do solo.

Figura 27: Pontos de observação no corte do talude para a análise utilizando o software VS2DHI



Fonte: *software VS2DHI*

#### 4.3.3 Análise sazonal da estabilidade global do talude

O fator de segurança da estabilidade global do talude para cada período de 24 horas foi determinado utilizando o *software Slide* da RocScience. Este *software* faz o uso de vários métodos para o cálculo do fator de segurança. Todos os métodos dividem uma possível superfície de ruptura do corte do talude em fatias, e calculam o fator de segurança pela razão entre os esforços de resistência pelos esforços desviadores. Algumas diferenças existem entre cada método, como a forma da superfície de ruptura, a interpretação dos esforços entre as fatias, ou a utilização ou não do equilíbrio de esforços e momentos. O *software* permite encontrar o menor fator de segurança dentro de um grande número de possíveis superfícies de ruptura estipulado.

O *software* entretanto, não permite que parâmetros de solos não saturados sejam diretamente atribuídos, nem possui um método que faça a destinação da variação da sucção matricial no solo. Por conta disso, a metodologia escolhida para a análise foi a do Método da Coesão Total proposto por Rahardjo e Fredlund (1991). Esta abordagem exige que o corte do talude seja discretizada em várias camadas, e em cada uma destas que a contribuição da sucção matricial na resistência do solo seja associada à coesão ( $c$ ) do solo. Assumiu-se que não há variação no ângulo de atrito efetivo ( $\varphi'$ ) conforme a sucção matricial varia. Este método é explicado no item 2.2.3.2.

A Figura 28 ilustra o corte do talude. Para a análise da estabilidade apenas a camada de solo residual foi considerada, não há, portanto, a camada de rocha no corte. O talude foi discretizado em 12 camadas, as quais os valores de sucção matricial obtidos dos 12 pontos de observação da análise do VS2DHI foram utilizados. A Tabela 4 informa as coordenadas dos vértices do corte do talude, e na Tabela 5 as coordenadas dos limites de cada camada de solo e as coordenadas nos pontos de observação a 10 metros da crista do talude.

Tabela 4: Coordenadas dos vertices do talude desenhado no software *Slide*

Ponto	1	2	3	4
Coordenadas no Eixo x	0,00	3,48	28,48	28,48
Coordenadas no Eixo z	0,00	6,00	9,00	0,00

Fonte: produzido pelo autor

Devido às camadas de solo terem valores aproximados dos parâmetros de resistência, onde não há uma camada claramente muito mais frágil que as outras, foi escolhido um formato circular para as superfícies de ruptura. O método escolhido para o cálculo do fator de segurança foi o de Bishop, visto que este se mostra adequado para o formato de superfície de ruptura escolhido.

Foi adicionado um grid no modelo onde os centros de curvatura das superfícies circulares devem ser procurados pelo *software*. Outros métodos de procura se mostraram pouco precisos. Haviam poucos pontos encontrados próximos ao com fator de segurança crítico, devido ao fato de o corte do talude ser bastante extenso. A utilização do grid permitiu que mais superfícies próximas de onde se estimava que a superfície crítica estivesse fossem calculadas.

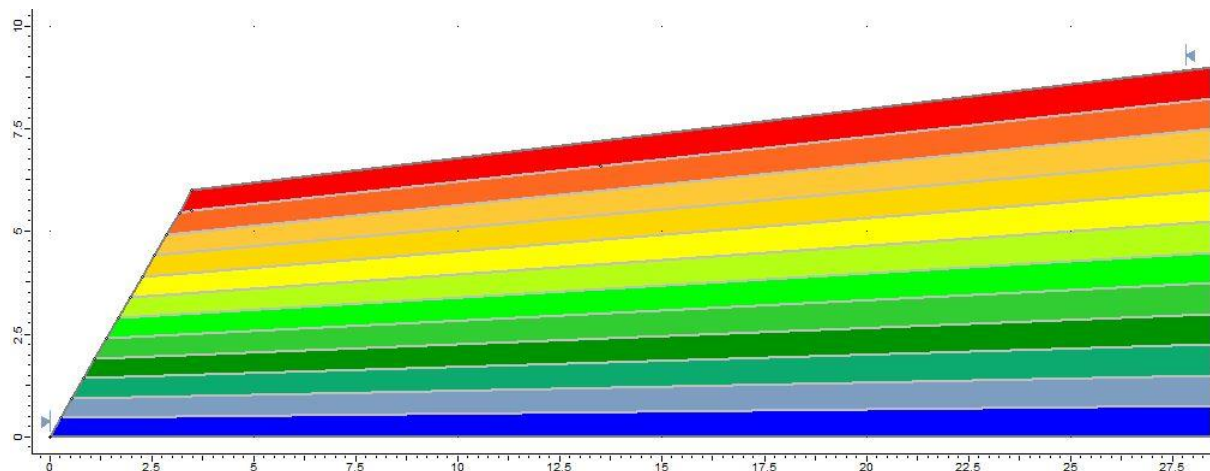
Tabela 5: Coordenadas dos limites de cada camada de solo do corte do talude desenhado no software *Slide*

Limite	Vertice à esquerda		Ponto de Observação		Vértice à direita	
	Eixo x	Eixo z	Eixo x	Eixo z	Eixo x	Eixo z
Superfície	3,48	6,00	13,48	7,20	28,48	9,00
1	3,17	5,47	13,48	6,60	28,48	8,25
2	2,86	4,94	13,48	6,00	28,48	7,50
3	2,56	4,42	13,48	5,40	28,48	6,75
4	2,26	3,90	13,48	4,80	28,48	6,00
5	1,96	3,39	13,48	4,20	28,48	5,25
6	1,67	2,89	13,48	3,60	28,48	4,50
7	1,39	2,40	13,48	3,00	28,48	3,75
8	1,10	1,91	13,48	2,40	28,48	3,00
9	0,82	1,42	13,48	1,80	28,48	2,25
10	0,55	0,94	13,48	1,20	28,48	1,50
11	0,27	0,47	13,48	0,60	28,48	0,75
Base	0,00	0,00	13,48	0,00	28,48	0,00

Fonte: produzido pelo autor



Figura 28: Corte do talude desenhado para a análise utilizando o *software Slide*



Fonte: software Slide



## 5 RESULTADOS

Primeiro são apresentados os resultados dos ensaios realizados. São mostrados os resultados da caracterização do solo, e resultados dos ensaios que foram utilizados como parâmetros de entrada para as simulações computacionais. Os resultados das simulações são então mostrados em sequência.

### 5.1 Resultados de ensaios

#### 5.1.1 Ensaios de caracterização

Para a caracterização do solo foram realizados os ensaios de umidade, granulometria, massa específica dos grãos e limites de Atterberg. Os resultados deste item foram divididos para o perfil do talude e para o bloco indeformado retirado do local de estudo.

##### 5.1.1.1 Caracterização do perfil do solo

Para a caracterização do solo foram realizados ensaios de umidade gravimétrica, granulometria, massa específica dos grãos, e limites de Atterberg. A classificação granulométrica utilizada, apresentada pela ABNT (1995a), é mostrada na Tabela 6. O perfil granulométrico do solo determinado a partir desta classificação é mostrado na Tabela 7 e na Figura 29. Os demais parâmetros de caracterização na Tabela 8.

Tabela 6: Classificação granulométrica

Classificação	Tamanho das partículas (mm)	
Argila	0,000	0,002
Silte	0,002	0,060
Areia Fina	0,060	0,200
Areia Média	0,200	0,600
Areia Grossa	0,600	2,000
Pedregulho	2,000	60,000

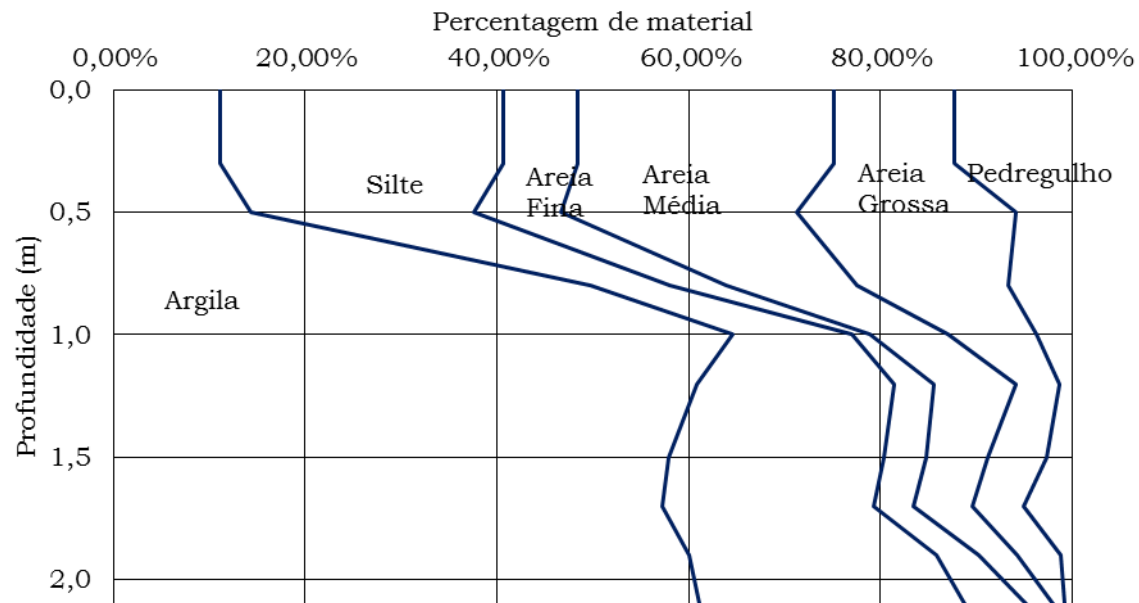
Fonte: ABNT (1995a)

Tabela 7: Perfil granulométrico do talude

Profundidade (m)	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho
0 - 0,3	11,06%	29,62%	7,76%	26,63%	12,61%	12,32%
0,3 - 0,5	14,37%	23,17%	9,18%	24,48%	22,86%	5,93%
0,5 - 0,8	49,78%	8,27%	5,80%	13,63%	15,83%	6,69%
0,8 - 1,0	64,57%	12,36%	1,87%	8,19%	9,20%	3,80%
1,0 - 1,2	60,81%	20,64%	4,10%	8,50%	4,54%	1,41%
1,2 - 1,5	57,93%	22,34%	4,52%	6,42%	6,13%	2,65%
1,5 - 1,7	57,28%	22,00%	4,14%	6,14%	5,29%	5,15%
1,7 - 1,9	60,08%	25,79%	4,32%	4,00%	4,64%	1,16%
1,9 - 2,1	61,11%	27,62%	6,41%	2,81%	1,25%	0,79%

Fonte: produzido pelo autor

Figura 29: Composição granulométrica do perfil do talude



Fonte: produzido pelo autor

Tabela 8: Perfil de umidade, massa específica dos sólidos, e índice de plasticidade do talude

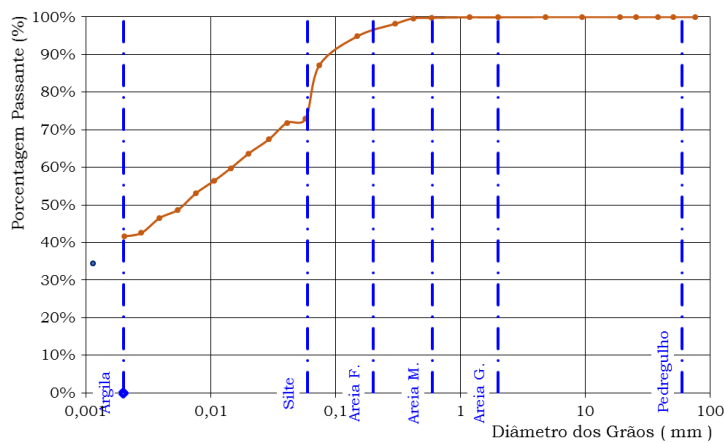
Profundidade (m)	Umidade (%)	Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	LL (%)	LP (%)	IP (%)
0 - 0,3	16,5	2,59	30,92	21,63	9,29
0,3 - 0,5	12,5	2,73	26,04	8,65	17,39
0,5 - 0,8	26,0	2,63	-	-	-
0,8 - 1,0	32,0	2,63	70,06	22,87	47,19
1,0 - 1,2	33,0	2,79	69,00	48,96	20,04
1,2 - 1,5	31,0	2,80	-	-	-
1,5 - 1,7	31,0	2,77	75,67	46,00	29,67
1,7 - 1,9	35,0	2,86	78,22	50,23	27,99
1,9 - 2,1	34,0	2,86	81,82	46,04	35,78

Fonte: produzido pelo autor

5.1.1.2 Caracterização do bloco indeformado

A Figura 30 mostra a curva granulométrica determinada para o bloco indeformado coletado de campo. A Tabela 9 mostra os valores de umidade natural de bloco e massa específica dos grãos.

Figura 30: Curva granulométrica do bloco indeformado coletado



Fonte: produzido pelo autor

Tabela 9: Caracterização do bloco indeformado coletado

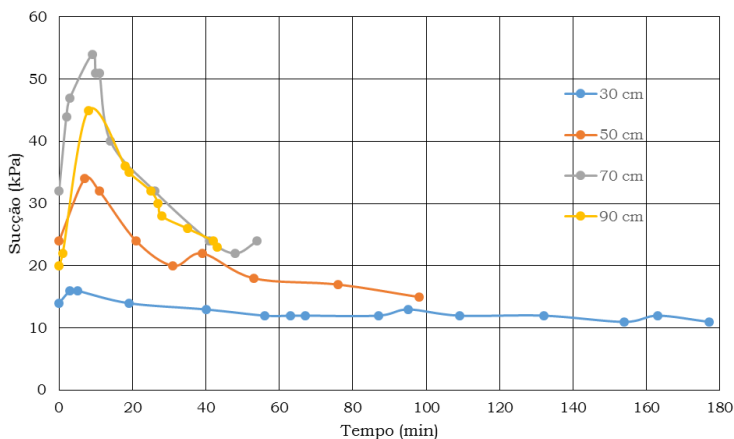
Caracterização do bloco indeformado	
Umidade (%)	6,43
Massa Específica (g/cm³)	2,90

Fonte: produzido pelo autor

5.1.2 Tensiômetro de campo

A Figura 31 mostra os valores de sucção obtidos em campo no dia 13/04/2015. Os valores de sucção são apresentados em função do tempo em que o tensiômetro ficou introduzido no solo para quatro diferentes profundidades. Os valores de sucção determinados por este ensaio foram utilizados para o perfil inicial de sucção do solo na simulação computacional utilizando o *software* VS2DHI.

Figura 31: Valores de sucção no solo do dia 13/04/2015, obtidos com ensaios de tensiômetro de campo



Fonte: produzido pelo autor

Os valores de sucção do solo se mostraram maiores conforme maior era a profundidade, contrariando o fato de que a umidade do solo aumenta abaixo de 50 cm. Isso demonstra uma heterogeneidade na camada superficial do solo a respeito de sua curva de retenção.

Entretanto, isso pode mostrar-se consistente com o aumento na porcentagem de finos abaixo dos 50 cm de profundidade.

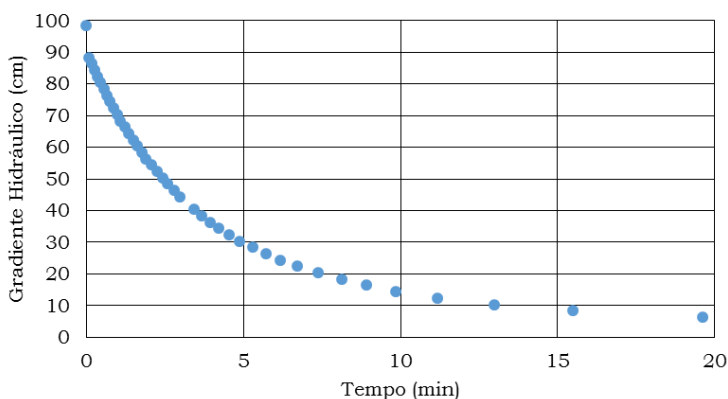
### 5.1.3 Coeficiente de permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade foi determinado por meio de um ensaio a carga variável. O procedimento foi realizado conforme explicado no item 4.2.2, conforme normalizado pela ABNT (2000). Medições de tempo foram obtidas para cada queda de 2 cm de coluna de água na bureta. A Figura 32 mostra os valores da altura da coluna de água medidos em função do tempo. Eliminando os valores discrepantes, onde os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos são ou muito altos ou baixos, a média dos valores obtidos foi de  $1,79 \cdot 10^{-6}$  m/s.



Os valores encontrados foram considerados altos para um solo argilo siltos. É possível que isso seja devido à heterogeneidade do solo. Foram observadas finas camadas de material mais arenoso no corpo de prova, o que pode explicar a alta permeabilidade do solo. Isso também é consistente com o alto valor de porosidade do solo. Os resultados deste ensaio foram utilizados na simulação do perfil de sucção diário do solo.

Figura 32: Variação da coluna de água na bureta em função do tempo para o ensaio de permeabilidade a carga variável



Fonte: produzido pelo autor

#### 5.1.4 Curva de retenção

A curva de retenção do solo analisado foi determinada para o modelo de van Genuchten e Nielsen (1985). As medições de sucção realizadas pelo método do papel filtro para diferentes valores de umidade gravimétrica e grau de saturação do solo são mostradas na Tabela 10. A equação (72) de calibração do papel filtro utilizado, Whatman 42, desenvolvida por Chandler *et al.* (1992), foi utilizada para determinação dos valores de sucção matricial ( $\psi_m$ ).

Os parâmetros da equação (73) de van Genuchten foram primeiro determinados utilizando o *software SoilVision 4.23*. Como foi necessário utilizar a simplificação proposta por Mualem (1976), dada pela equação (18), foi

necessário realizar uma correção manual onde a simplificação foi considerada. A simplificação foi necessária pois é exigida pelo *software* VS2DHI, que simula os perfis de sucção so solo. A curva corrigida foi determinada de modo que sobreposse o máximo a curva determinada pelo método matemático.

Tabela 10: Valores medidos para a determinação da curva de retenção pelo método do papel filtro

Sucção matricial (kPa)	Grau de saturação (%)	Umidade gravimétrica (%)
5,8	98,4	46,7
15,7	96,3	45,5
26,9	96,3	45,0
31,5	95,9	44,6
39,5	95,3	44,1
53,4	94,7	43,7
75,1	91,4	43,0
75,9	89,9	42,7
283,9	89,5	41,4
1208,3	78,4	37,4
1592,7	79,1	36,6

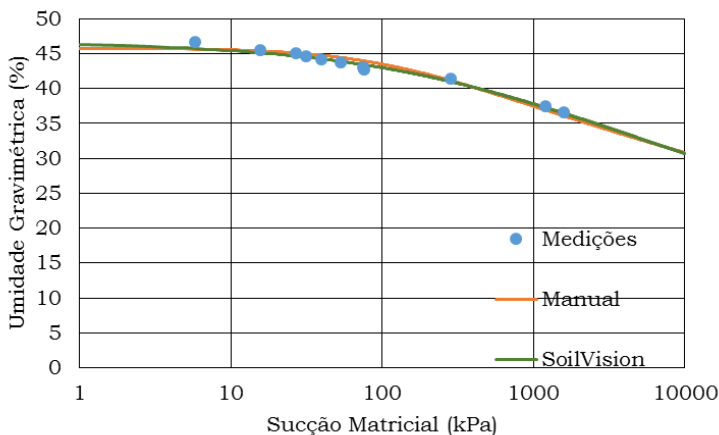
Fonte: produzido pelo autor

Tabela 11: Parâmetros de van Genuchten para a curva de retenção

	SoilVision	Correção manual
$w_{\text{sat}}$ (%)	46,7	45,8
$w_r$ (%)	0,0136	0,0136
$\alpha$	0,00213	0,00900
$m$	0,543	1,088
$n$	0,22893	0,08088

Fonte: produzido pelo autor

Figura 33: Curvas de retenção determinadas pelo software *SoilVision* 4.23 e manualmente



Fonte: produzido pelo autor

A Tabela 11 mostra os valores dos parâmetros de van Genuchten obtidos pelos dois métodos. As curvas de retenção por umidade gravimétrica, assim como os valores de sucção matricial medidos, estão ilustradas na Figura 33.

### 5.1.5 Parâmetros de resistência do solo

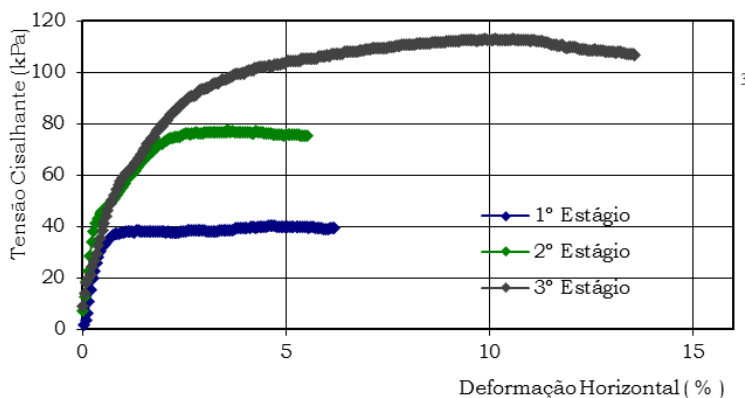
Os valores de coesão efetiva ( $c'$ ), ângulo de atrito efetivo ( $\varphi'$ ) e ângulo de atrito em relação à sucção matricial ( $\varphi^b$ ), exigidos para a determinação da envoltória de resistência proposta por Fredlund *et al.* (1978), foram obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto.

Foi primeiro realizado o ensaio com corpos de prova inundados, onde os valores de 8,85 para  $c'$  e  $31,3^\circ$   $\varphi'$  foram determinados da envoltória de Mohr-Coulomb. Três estágios de consolidação, a 50, 100 e 150 kPa de tensão normal, foram realizados. Os gráficos de tensão cisalhante por deformação dos três estágios são mostrados na Figura 34, e a envoltória de resistência saturada na Figura 35.

Para a determinação do ângulo  $\varphi^b$ , assumiu-se que o ângulo de atrito efetivo ( $\varphi'$ ) não se altera significativamente

com a variação da sucção matricial. Foram realizados ensaios com corpos de prova com sucção matricial inicial de 62, 89 e 115 kPa, com uma tensão normal inicial de 50 kPa. Para cada valor de sucção ( $\psi_m$ ) um valor de coesão foi obtido, calculado a partir dos valores de tensão cisalhantes máximo e a correspondente tensão normal, e o ângulo de atrito efetivo. O gráfico tensão cisalhante por deformação horizontal para os ensaios não saturados é mostrado na Figura 36. O gráfico do intercepto de coesão da envoltória plana de resistência é mostrado na Figura 37. Foi determinado um ângulo igual a  $6,7^\circ$  para  $\phi^b$ .

Figura 34: Gráficos tensão cisalhante x deformação horizontal para os ensaios de cisalhamento direto inundados



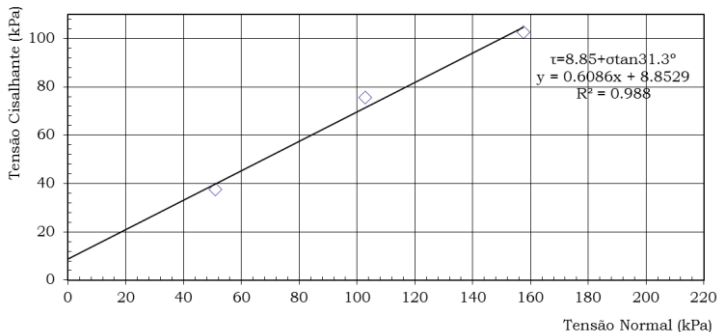
Fonte: produzido pelo autor

Os ensaios de resistência encontraram valores relativamente baixos de coesão efetiva, e altos para o ângulo de atrito efetivo. Estes valores para o ângulo de atrito eram esperados, baseando-se em observações visuais do solo. Esperava-se, entretanto, um valor maior de coesão, tendo em vista a fração argilosa determinada para o solo.

Um valor baixo também foi encontrado para o ângulo de atrito a respeito dos valores de sucção matricial. Para a determinação deste parâmetro foi definida uma envoltória

linear, apesar de pesquisadores como Fredlund *et al.* (1987) e Marinho *et al.* (2013) apresentarem a não linearidade da curva. Estes estudos apontam para a adoção de uma bilinearidade da envoltória, onde sua inclinação é igual à tangente do ângulo de atrito efetivo ( $\varphi'$ ) até sucções matriciais iguais à de entrada de ar, e então a inclinação cai até a tangente de  $\varphi^b$ . Oliveira (2015) sugere que esta mudança na inclinação ocorre não em valores de sucção de entrada de ar determinados por modelos de cálculo da curva de retenção, como o de van Genuchten e Nielsen (1985), mas sim no exato valor de sucção em que há a primeira redução na umidade do solo. É possível, então, que a envoltória realmente tenha uma inclinação diferente à apresentada na Figura 37 para sucções matriciais menores que 10 kPa. Por praticidade o modelo linear foi utilizado, visto que foi obtido um valor satisfatório de  $R^2$  da regressão linear realizada.

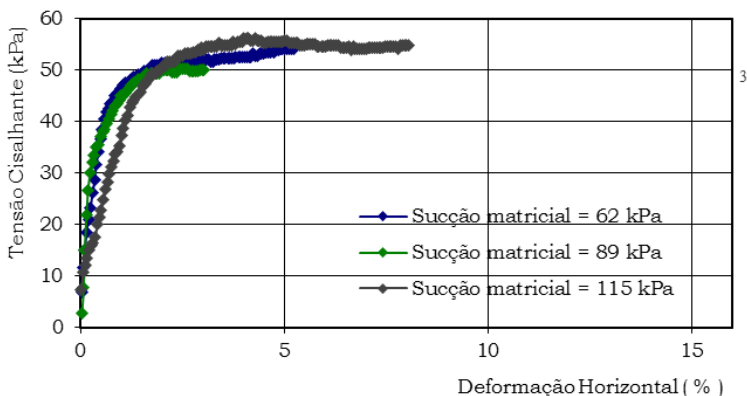
Figura 35: Envoltória de resistência para o ensaio de cisalhamento direto inundado



Fonte: produzido pelo autor

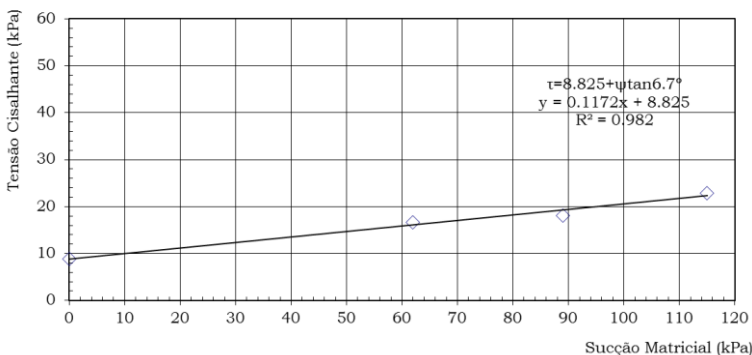
O valor baixo para o ângulo de atrito em respeito à sucção matricial indica que o aumento na tensão confinante é muito mais efetivo no aumento da resistência ao cisalhamento do solo.

Figura 36: Gráficos tensão cisalhante x deformação horizontal para os ensaios de cisalhamento direto não saturados



Fonte: produzido pelo autor

Figura 37: Envoltória de resistência em função do aumento de sucção matricial, intercepto de coesão da envoltória plana de resistência do solo

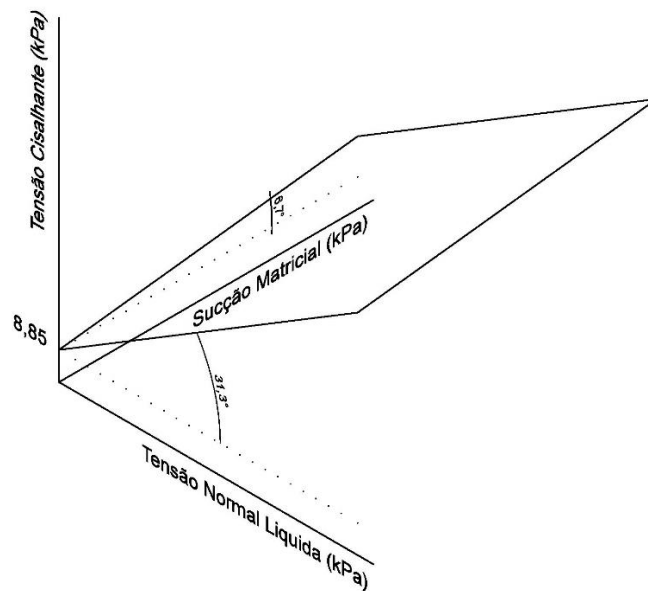


Fonte: produzido pelo autor

A Figura 38 ilustra o modelo tridimensional para a envoltória de resistência do solo estudado. A relação da envoltória, de acordo com o modelo de Fredlund *et al.* (1978), é mostrada na equação (79).

$$\tau_f = 8,85 + (\sigma' - u_a) \tan 31.3^\circ + (u_a - u_w) \tan 6,7^\circ \quad (79)$$

Figura 38: Envoltória tridimensional de resistência do solo residual de diabásio estudado



Fonte: produzido pelo autor

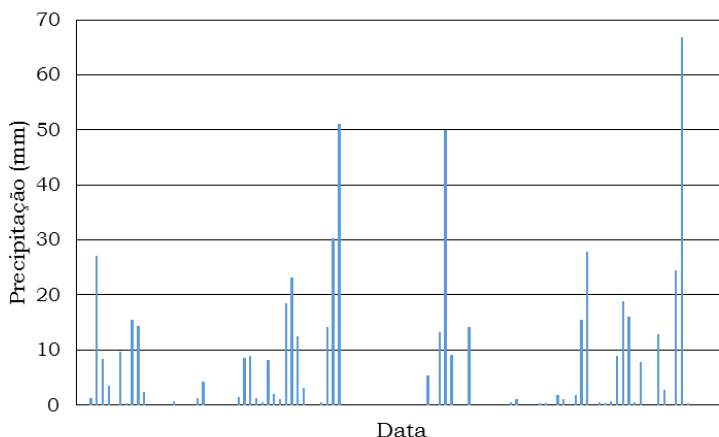
## 5.2 Resultados das simulações computacionais

### 5.2.1 Perfil de sucção diário

Valores diários de sucção a cada 0,6 m de profundidade foram obtidos a partir de uma simulação computacional utilizando o *software* VS2DHI.

O perfil inicial de sucção foi determinado pelos valores obtidos do ensaio do tensiômetro de campo. Outros dados de entrada foram fornecidos pela EPAGRI/CIRAM, BDMEP, e determinado por meio de ensaios de laboratório. Dados de precipitação diários podem ser vistos na Figura 39.

Figura 39: Valores de precipitação diária entre as datas de 13/04/15 até 31/07/15



Fonte: fornecidos pela EPAGRI/CIRAM

Apesar de terem sido definidos perfis de sucção diários para a análise da estabilidade do talude, apenas oito resultados estão ilustrados na Figura 42. Perfis semelhantes foram determinados para todos os 109 dias de análises. Dois perfis bidimensionais de sucção também estão ilustrados para exemplificar os outros perfis. As Figura 40 e Figura 41 mostram os perfis bidimensionais dos dias 20/05/2015 e 26/06/2015 respectivamente. As legendas destas figuras



mostram valores de poro-pressão da água em metros de coluna de água. A conversão para valores de sucção em kPa foi feita assumindo que a poro-pressão do ar é igual à atmosférica, e que 10 kPa correspondem a 1 metro de coluna de água.

O perfil definido para estas datas na Figura 42, assim como para todas as outras da análise, foi obtido dos pontos de observação posicionados em uma linha reta vertical a 10 metros da crista do talude, ou seja, a 15 metros a direita da origem no eixo horizontal nas figuras dos perfis bidimensionais. Os 12 pontos de observação foram espaçados em 0,6 metros de profundidade por esta linha vertical, desde 0,3 até 9,6 m de profundidade.

A Figura 42 mostra valores negativos de sucção para a data 15/06/2015. Assumindo que a poro-pressão do ar é igual à pressão atmosférica, os valores de sucção mostrados são o oposto da poro-pressão da água. Isso indica que nesta data houve a saturação do solo, e os valores de poro-pressão da água são positivos.

Figura 40: Simulação bidimensional da sucção no solo no dia 20/05/2015

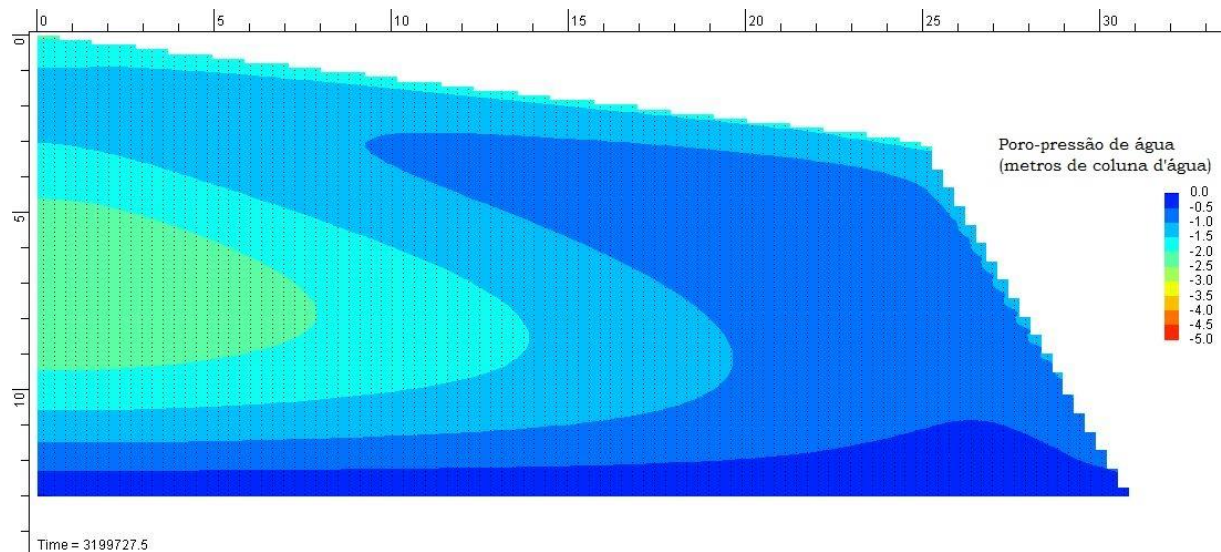
Fonte: *software* VS2DHI

Figura 41: Simulação bidimensional da sucção no solo no dia 26/06/2015

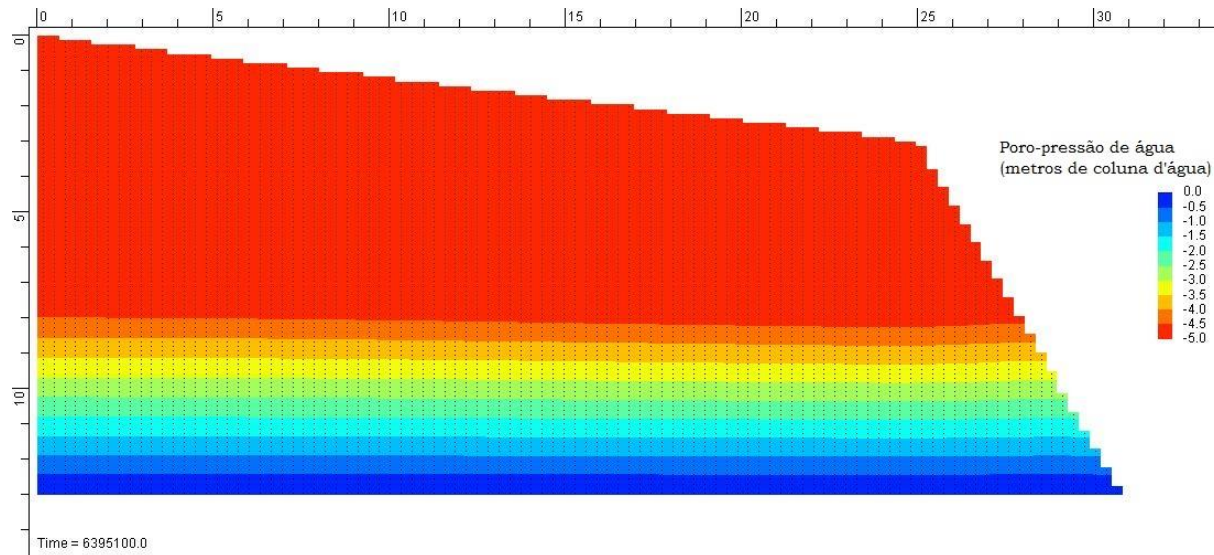
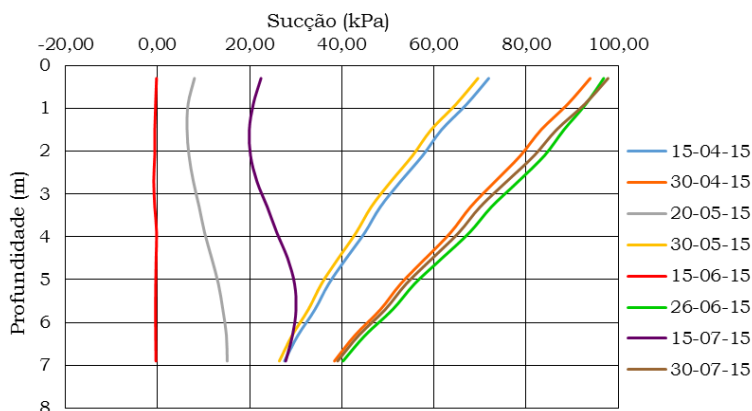
Fonte: *software VS2DHI*

Figura 42: Perfis de sucção do solo para diferentes datas analisadas



Fonte: produzido pelo autor

Os valores de sucção para cada perfil foram utilizados para calcular os valores de coesão para cada camada, utilizando a equação (60).

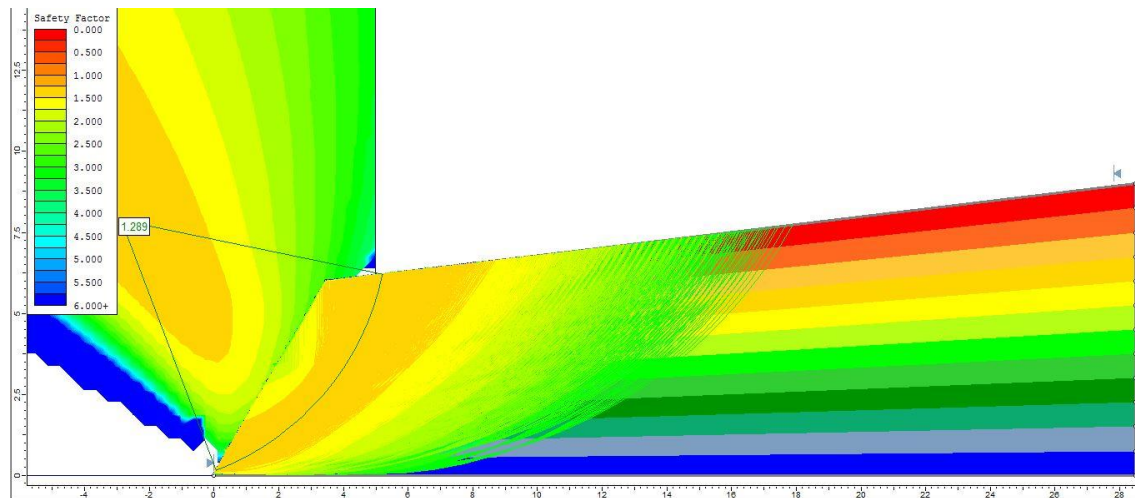
Durante a análise foi observado que o talude ficou parcialmente saturado apenas nos dias 27/05/2015 e 22/07/2015. Houve a saturação completa do talude no dia 15/06/2015. Neste caso o pior cenário possível é atingido, e a estabilidade é calculada do mesmo modo que para solos saturados.

### 5.2.2 Variação sazonal do fator de segurança

A simulação da estabilidade do talude foi feita utilizando o *software Slide* da Rocscience. Foram determinados um total de 109 valores do fator de segurança da estabilidade do talude, para cada dia do período analisado.

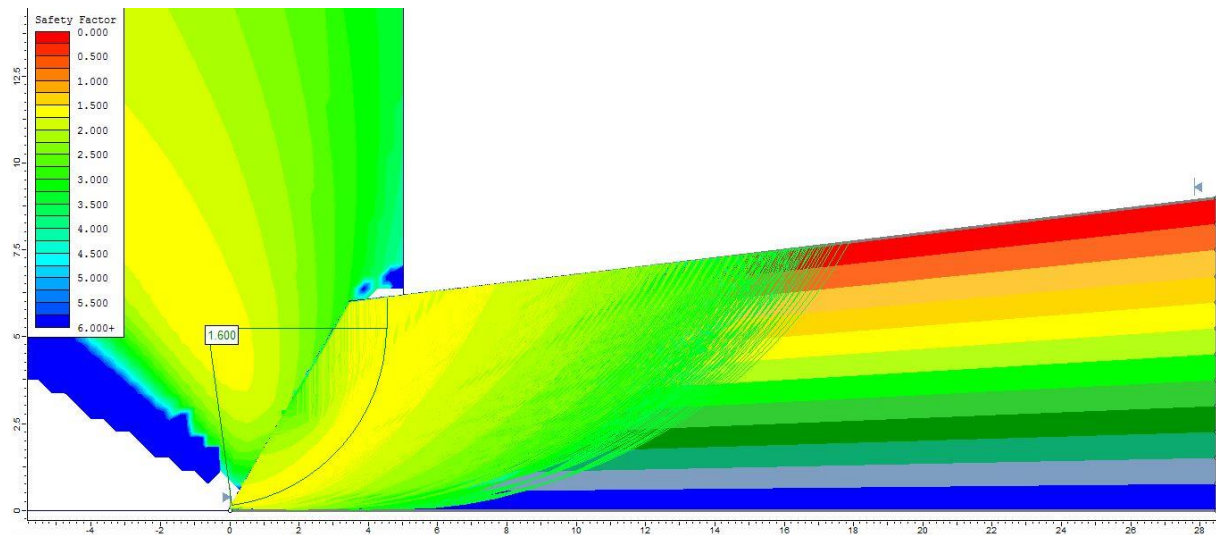
As superfícies de ruptura críticas e os correspondentes fatores de segurança dos dias 20/05/2015 e 26/06/2015 foram ilustradas nas respectivas Figura 43 e Figura 44.

Figura 43: Superfície de ruptura crítica para o dia 20/05/2015



Fonte: software Slide

Figura 44: Superfície de ruptura crítica para o dia 26/06/2015



Fonte: software Slide

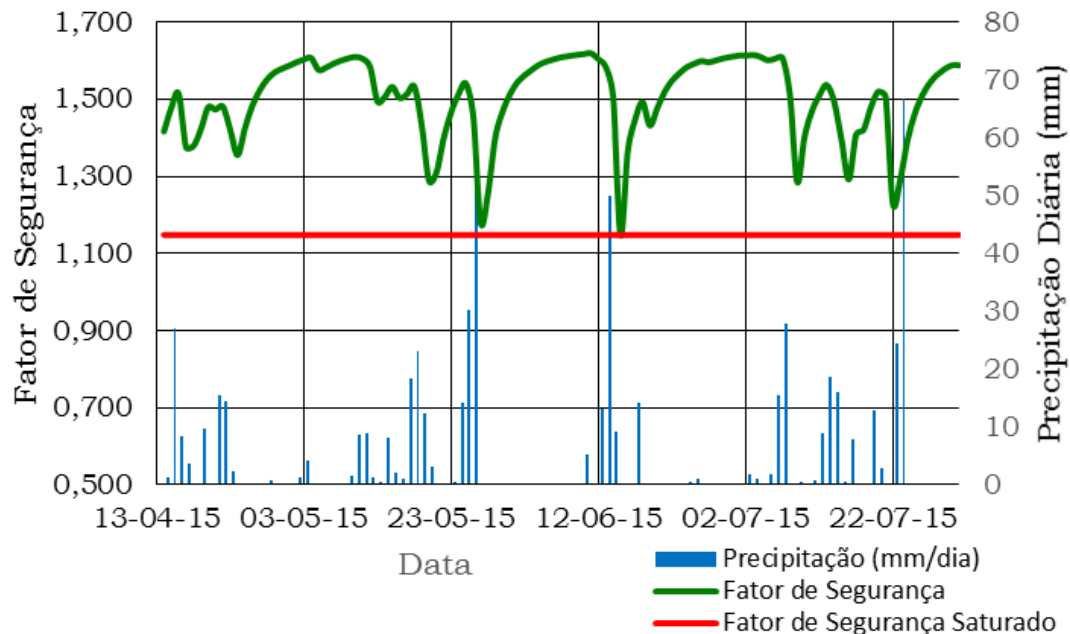
Foram encontrados fatores de segurança iguais à 1,289 e 1,600 para as datas de 20/05/2015 e 26/06/2015 respectivamente. Para todos os outros dias o fator de segurança foi calculado da mesma maneira.

Um gráfico comparando a variação diária do fator de segurança com nível de chuvas pode ser visto na Figura 45. O fator de segurança durante o período de estudo variou entre 1,149 e 1,620 nas datas 15/06/2015 e 11/06/15.

A variação do fator de segurança se mostrou consistente com a precipitação. Períodos de chuva causaram uma quebra abrupta na estabilidade da encosta, enquanto nos dias em que não choveu o fator de segurança aumentou até estabilizar perto de valores iguais a 1,6.

O menor fator de segurança igual a 1,149 mostra que o talude está estável. Este valor é igual ao fator de segurança calculado para o talude saturado. Isto indica que, para este caso, métodos de cálculo da estabilidade do talude para solos saturados ainda é mais viável.

Figura 45: Comparação entre a variação sazonal do fator de segurança da estabilidade do talude com o nível de chuvas entre as datas de 13/04/2015 e 31/07/2015



Fonte: produzido pelo autor



## **6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

### **6.1 Conclusões**

A curva de retenção gerada não apresentou o seu formato característico esperado até os valores de sucção calculados. Tuller e Or (2004) mostram que, para solos argilosos, a curva de retenção apresenta uma menor inclinação após sucção maiores que a de entrada de ar. É provável que com a determinação de valores de sucção matricial para menores umidade seria possível observar uma curva de retenção melhor definida. Entretanto, ainda assim foi possível determinar os parâmetros necessários da curva utilizados nas simulações computacionais.

A envoltória de resistência obtida para o solo se mostrou satisfatória, apesar de não ter sido possível controlar os valores de sucção matricial durante os ensaios. As regressões lineares realizadas apresentaram valores altos do coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Os parâmetros de resistência encontrados foram consistentes com as características do solo, com a possível excessão do baixo valor de coesão.

Uma das intenções deste trabalho era verificar a possibilidade de um talude natural não ser completamente saturado. Deste modo avaliar se a utilização de métodos de cálculo de estabilidade para solos saturados não seria excessivamente conservadora. Não foi possível fazer esta verificação, já que houve a saturação completa do talude durante o período de estudo. Isto, entretanto, não invalida a possibilidade e nem o tópico estudado. Estudos realizados por Ching *et al.* (1984), Ng *et al.* (2001), e Lu e Godt (2008) mostram casos em que taludes naturais não chegam a saturação em intervalos de tempo, ou em tempo de retorno de chuvas bastante elevados.

Outro objetivo do estudo, entretanto, o de mostrar como o aumento do grau de saturação do talude influencia sua estabilidade global, foi mostrado com sucesso. Dois exemplos com perfis de sucção bastante distintos são apresentados. Foi obtido uma diferença nos valores do fator

de segurança de 1,600, para o perfil mais seco exemplificado, até 1,289 para o mais saturado.

A variação encontrada do fator de segurança da estabilidade global do talude em função da precipitação de chuvas na região se mostrou bastante coerente. É possível notar a queda no fator de segurança próximo às datas de 23/05/15, 12/06/15 e 22/07/2015, em semanas em que foi observado uma grande quantidade de chuvas. Em períodos sem muitas chuvas, observa-se o aumento no fator de segurança.

Cabe notar também que o fator de segurança mais baixo encontrado foi de 1,149, e que este é o menor fator possível a se encontrar visto que o solo estava na condição completamente saturada nesta análise de estabilidade. Como este valor é maior que a unidade, conclui-se que o talude estudado é estável.

## **6.2 Recomendações**

Recomenda-se que para pesquisas realizados com o mesmo tópico sejam realizados ensaios de resistência controlando os valores de sucção. Isso seria importante para dar mais confiabilidade aos resultados.

Outra abordagem possível para a pesquisa seria o monitoramento em tempo real do perfil de sucção do solo por meio de tensiômetros instalados em campo. Com esse tipo de dados, e em conjunto com dados de precipitação local, seria possível comparar os valores reais com os obtidos pela simulação computacional. Com isso, poderia-se fazer a determinação do fator de segurança do talude também em tempo real.

É importante também que essa análise seja feita para outros taludes na Ilha de Santa Catarina ou regiões próximas. Com uma quantidade maior de dados talvez seja possível fazer estimativas para a determinação dos parâmetros para solos não saturados.

## REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica.**

Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 13p., 1984a.

ABNT. **NBR 6459: Solo- Determinação do Limite de**

**Liquidez.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 6p., 1984b.

ABNT. **NBR 7190: Solo- Determinação do Limite de**

**Plasticidade.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 3p., 1984c.

ABNT. **Grãos de solos que passam na peneira de 4.8 mm**

**- Determinação da massa específica.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 8p., 1984d.

ABNT. **NBR 6502: Rochas e solos.** Associação Brasileira

de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 18p., 1995a.

ABNT. **NBR 13292: Solo- Determinação do Coeficiente**

**de Permeabilidade de Solos Granulares à Carga**

**Constante.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 8p., 1995b.

ABNT. **NBR 14545: Solo- Determinação do Coeficiente**

**de Permeabilidade de Solos Argilosos à Carga Variável.**

Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 12p., 2000.

DE AZEVEDO, J. A.; DA SILVA, E. M. **Tensiômetro :**

Dispositivo Prático Para Controle. Planaltina: Embrapa Cerrados, 33p., (Embrapa Cerrados. Circular Técnica, 001), 1999.

BICALHO, K.; CORREIA, A.; FERREIRA, S.; FLEUREAU, J.-

M.; MARINHO, F. A. M. **Filter paper method of soil**

**suction measurement.** In: 13th Panamerican conference

on soil mechanics and geotechnical engineering, jul., 2007, Isla Margarita, Venezuela, p. 215–219, 2007.

BOEHL, P. E. G. **Algumas observações sobre as propriedades geotécnicas de solos estruturados derivados de granito da grande Florianópolis.** 2011, 228p. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2011.

BORGES, C. R.; GOIÁS, U. F. DE; ALBERTO, C.; VARGAS, L. **Uso de um Papel Filtro de Baixo Custo na Determinação de Curvas Características.** In: COBRAMSEG 2010: Engenharia geotécnica para o desenvolvimento, inovação e sustentabilidade, 2010, Gramado, RS. 8p., 2010.

CAMARGO, Â. P. D. E.; GROHMANN, F.; CAMARGO, M. B. P. D. E. Tensiômetro Simples De Leitura Direta. **Pesquisa Agropequária Brasileira**, Brasília , v. 17, n. 12, p. 1763–1772, dez., 1982.

CALLE, J. A. C. **Análise De Ruptura De Talude Em Solo Não Saturado.** 2000, 177p. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2000.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceedings, Intitute of Civil Engineers**, London, England, v. 92, n. 2, p. 82-89, 1992.

CHING, R. K. H.; SWEENEY, D. J.; FREDLUND, D. G. **Increase in factor of safety due to soil suction for two Hong Kong slopes.** In: Fourth International Symposium on LandSlides, 1984. Toronto, Canada, p. 617-623, 1984.

DAS, B. **Fundamentals of Geotechnical Engineering.** 4. ed. Stamford, USA: Cengage Learning, 2013.

FINE, R. A.; MILLERO, F. J. Compressibility of water as a function of temperature and pressure. **The Journal of Chemical Physics**, Melville, USA, v. 59, n. 10, p. 5529-5536, nov., 1973.

FREDLUND, D. **Use of soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics**. Third International Convergence on Unsaturated Soils, Recife, PE, 16p., 2004.

FREDLUND, D. G.; GAN, J. K. M.; GALLEN, P. Suction measurements on compacted till specimens and indirect filter paper calibration technique. **Transportation Research**, Record (1481), p. 3-9, 1995.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, Canada, v. 15, n. 3, p. 313-321, ago., 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. 1 ed. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc., 1993.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; GAN, J. K. M. **Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils**. In: 6th International Conference of Expansive Soils, dec. 1987, New Delhi, India, p. 49-54, 1987.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C.; NG, C. W. W. **Suggestions and Recommendations for the Interpretation of Soil-water Characteristic Curves**. In: 14th Southeast Asian Geotechnical Conference, dec. 2001, Hong Kong, v. 1, p. 503-508, 2001.

FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K.; RAHARDJO, H. **Use of linear and nonlinear shear strength versus matric suction relations in slope stability analyses**. In: 6th

International Symposium on Land*Slides*, fev. 1992, Christchurch, New Zeland, v. 6, p. 531–537, 1992.

FUTAI, M. M.; ALMEIDA, M. S. S.; LACERDA, W. A. **The Shear Strength of Unsaturated Tropical Soils in Ouro Preto, Brazil**. In: 4th International Conference of Unsaturated Soils, abr., 2006, Carefree, USA, p. 1200–1211, 2006.

VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, n. 5, p. 892-898, mai., 1980.

VAN GENUCHTEN, M. T.; NIELSEN, D. R. On describing and predicting the hydraulic properties of unsaturated soils. **Annales Geophysicae**, v. 3, n. 5, p. 615-628, 1985.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GHANBARIAN-ALAVIJEH, B.; LIAGHAT, A.; HUANG, G. H.; VAN GENUCHTEN, M. T. Estimation of the van Genuchten Soil Water Retention Properties from Soil Textural Data. **Pedosphere**, Nanjing, China, v. 20, n. 4, p. 456–465, abr., 2010.

GODOI, C. S. **Caracterização geomecânica de um solo residual de gnaiss - Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2014, 212p., Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2014.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G. **Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils**. In: ASCE Geotechnical Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, jan., 1982, Honolulu, USA, p. 263-295, 1982.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. On Total, Matric and Osmotic Suction. **Journal Soil Science**, Philadelphia, USA, v. 114, n. 5, p. 269-278, mai., 1972.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G.; KLASSEN, M. J. Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, Canada, v. 26, n. 2, p. 269-278, fev., 1989.

LAPPALA, E. G.; HEALY, R. W.; WEEKS, E. P. **Documentation of Computer Program VS2D to Solve the Equations of Fluid Flow in Variably Saturated Porous Media**. U. S. Geological Survey, Water-Resources Investigations Report 83-4099, Denver, USA, 1987.

LU, N.; GODT, J. Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions. **Water Resources Research**, Washington, USA, v. 44, n. 11, p. 1-13, nov., 2008.

MACCARINI, M. A comparison of direct shear box tests with triaxial compression tests for a residual soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 11, p. 69-80, 1993.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M.; ADEM, H.; VANAPALLI, S. Shear strength behavior of compacted unsaturated residual soil. **International Journal of Geotechnical Engineering**, Philadelphia, USA v. 7, n. 1, p. 1-9, fev., 2013.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. The filter paper method revisited. **Geotechnical Testing Journal**, West Conshohocken, USA, v. 29, n. 3, p. 250-258, mar., 2006.

MARINHO, F. A. M.; PEREIRA, J. H. F. **Apostila do curso de mecânica dos solos não-saturados**. In: XI COBRAMSEG: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, nov., 1998, Brasília, DF, p. 1-66, 1998.



MELLO, C. R. DE; OLIVEIRA, G. C. DE; FERREIRA, D. F.; LIMA, J. M. DE; LOPES, D. Modelos para determinação dos parâmetros van para da equação de v an Genuchten par a um Cambissolo. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola a Ambiental**, Campina Grande, PB, v. 9, n. 1, p. 23–29, 2005.

MOHAJERANI, M.; DELAGE, P.; MONFARED, M.; *et al.* Oedometric compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordian argillite. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, Amsterdam, Netherlands, v. 48, n. 4, p. 606–615, abr., 2011.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of general slipe surfaces. **Geotechnique**, London, England, v. 15, n. 1, p. 79-93, jan., 1965.

MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water Resources Research**, Washington, USA, v. 12, n. 3, jun., 1976.

NG, C. W. W.; WANG, B.; TUNG, T. K. Three-dimensional numerical investigations of groundwater responses in an unsaturated slope subjected to various rainfall patterns. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, Canada, v. 38, n. 5, p. 1049–1062, out., 2001.

NG, CHARLES, W. W.; MENZIES, B. **Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering**. 1. ed. New York, USA, Taylor & Francis, 2007.

OLIVEIRA, O. M. DE. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004, 361p., Tese de doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2004.

OLIVEIRA, O. M. DE. Notas de aula, 2015

PAN, H.; QING, Y.; PEI-YONG, L. Direct and indirect measurement of soil suction in the laboratory. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 15, p. 1–13, 2010.

PINTO, P. B.; DA ROSA, K. L.; ALVES, A. M. DE L.; BSTOS, C. A. B. B. **Comparação entre resultados de ensaios de Casagrande e de Cone de Queda Livre para determinação do limite de liquidez**. In: XVI COBRAMSEG: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, set., 2012, Porto de Galinhas, PE, 6p., 2012.

PORÊBSKA, D.; LAMORSKI, K.; WALCZAK, R. T. Relationship between van Genuchten ' s parameters of the retention curve equation and physical properties of soil solid phase. **International Agrophysics**, Poznan, Poland, v. 20, p. 153–159, 2006.

RAHARDJO, H.; FREDLUND, D. G. **Calculation procedures for slope stability analyses involving negative pore-water pressures**. In: International Conference on Slope Stability, abr., 1991, Shanklin, England, p. 43-49, 1991.

DA SILVA, B. F., BASTOS, M. S., FARIAS, T. E. F., O impacto ambiental do espaço construído: estudo de caso em Florianópolis, **Revista Técnico-Científica do IFSC**, Florianópolis, SC, v. 4, n. 2, 14p., dez., 2014.

SILVA, M. M., MONTEIRO, M. A., CALEARO, D. S., **Estudo do comportamento da precipitação no município de São José, grande Florianópolis - SC**, In: Anais do Primeiro Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais, Florianópolis, SC, p. 643 – 650, jan., 2004.

DE SOUZA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

TIBA, C.; FRAIDENRAICH, N.; MOSZCOWICZ, M.; *et al.*  
**Atlas Solarimétrico do Brasil:** Banco de Dados Terrestres.  
Recife: Editora Universitária da UFPE, 2000.

TOMAZZOLI, E. R.; PELLERIN, J. R. G. M. **Mapa geológico da Ilhas de Santa Catarina.** Publicação digitalizada, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2014.

TULLER, M.; OR, D. Retention of water in soil and the soil water characteristic curve. **Encyclopedia of soils in the environment**, Oxford, England, v. 4, p. 278–289, nov., 2004.

YANG, X.; YOU, X. Estimating parameters of van Genuchten model for soil water retention curve by intelligent algorithms. **Applied Mathematics and Information Sciences**, New York, USA, v. 7, n. 5, p. 1977–1983, set., 2013.

ZOTARELLI, L.; DUKES, M. D.; ROMERO, C. C.; MIGLIACCIO, K. W.; MORGAN, K. T. **Step by step calculation of the Penman-Monteith Evapotranspiration (FAO-56 Method).** Agricultural and Biological Engineering Department, Florida Cooperative Extension Service, Institute of Food and Agricultural Sciences, University of Florida. 10p, dez. 2010.

